



TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

UNIVERSIDAD ANDINA

"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN
DE NUEVE NIVELES CON APLICACIÓN DEL SOFTWARE
ETABS VERSIÓN 15.2 – SAFE VERSIÓN 14.1".**

PRESENTADA POR:

Bach. EBERT DAVID MAMANI ROQUE

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

JULIACA – PERÚ

2017



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**"ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN
DE NUEVE NIVELES CON APLICACIÓN DEL SOFTWARE
ETABS VERSIÓN 15.2 – SAFE VERSIÓN 14.1".**

PRESENTADA POR:

Bach. EBERT DAVID MAMANI ROQUE

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

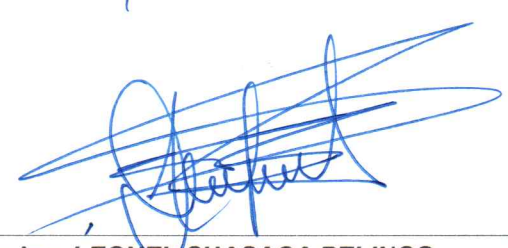
PRESIDENTE


: Mgtr. Ing. ORLANDO EDILBERTO LA TORRE BARRA

PRIMER MIEMBRO


: Dr. Ing. RONALD MADERA TERÁN

SEGUNDO MIEMBRO


: Dr. Ing. LEONEL SUASACA PELINCO

**RESOLUCIÓN DECANAL N° 048-2017-D-FICP-UANCV**

Juliaca, 08 de mayo de 2017.

VISTOS.- El Informe N° 027-2017-D-EPIC-FICP-UANCV-J, del Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Informe N° 009-2017-OETB-EPIC-UANCV/J del Presidente del Jurado dictaminador del Trabajo de Tesis, RESOLUCIÓN DECANAL N° 073-2016-D-FICP-UANCV, y con el acta de calificación de Perfil de tesis de fecha 06 de junio de 2016, y el acta de calificación del Borrador de Tesis de fecha 05 de mayo de 2017, para optar al Título Profesional de **Ingeniero Civil**, con el tema titulado: "**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES CON APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS VERSIÓN 15.2 – SAFE VERSIÓN 14.1**".

CONSIDERANDO:

Que, el(los) Bachiller(es): MAMANI ROQUE, EBERT DAVID, ha presentado su Trabajo de Tesis Titulado: "**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES CON APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS VERSIÓN 15.2 – SAFE VERSIÓN 14.1**".

Que, habiendo procedido de acuerdo al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el presidente de la Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías, nominó como Jurado a los siguientes Docentes:

- | | | |
|----------------------|---|--------------------------------------|
| * Presidente | : | Mgtr. Ing. ORLANDO E. LA TORRE BARRA |
| * 1er Miembro | : | Dr. Ing. RONALD MADERA TERAN |
| * 2do Miembro | : | Dr. Ing. LEONEL SUASACA PELINCO |

Que, el Jurado Dictaminador ha aprobado en su integridad el Trabajo de Tesis titulado: "**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES CON APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS VERSIÓN 15.2 – SAFE VERSIÓN 14.1**".

Estando en la opinión favorable por el Presidente de la Comisión de Grados y Títulos, en concordancia al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria 30220, ley de creación de la UANCV 23738 y modificación, Resolución de Institucionalización 1287-92-ANR D.L. 739, y el Estatuto de la UANCV, el Decano de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO.- APROBAR, el TRABAJO DE TESIS, de el(los) Bachiller(es): MAMANI ROQUE, EBERT DAVID, para optar al Título Profesional de **Ingeniero Civil**, con el Tema Titulado: "**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES CON APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS VERSIÓN 15.2 – SAFE VERSIÓN 14.1**".

La misma que deberá proceder a la impresión de su borrador de Tesis en limpio, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras – Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

ARTICULO SEGUNDO.- La Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Secretario Académico de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.

C.c.
Interesado
ArchUNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y Cs. PURASMg. Ing. ALFREDO ZEGARRA BUTRÓN
DECANO
CIP: 32590

UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

Ing. Carlos A. Cáceres Vargas
SECRETARIO ACADÉMICO
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
CIP: 72125



DEDICATORIA

A mi Padre Leonardo

En reconocimiento a su comprensión y por su apoyo constante e incondicional, dedico esta tesis, por sus consejos, sus valores, motivado a completar mis estudios y realizar mi trabajo de Tesis pero más que nada, por su esfuerzo y hacer de mí, cada día una mejor persona dejándome como herencia una profesión.

A mi Madre Lidia

Con la gratitud más grande a las bendiciones de Dios y el cariño eterno de hijo, gracias por tu amor infinito, por los ejemplos de humildad, esfuerzo, perseverancia, sacrificio y constancia que te caracteriza, por el valor mostrado para salir adelante, y encaminarme por lo áspero de la vida, y por hacer de mí, cada día una mejor persona dejándome como herencia una profesión, gracias por enseñarme a soñar que todo es posible con amor y fe.

A mi Hermanos (a)

*Hago extensivo este homenaje a mis hermanos(a) **Maribel Zenayda, Reynaldo, Edwin Ruther**, por estar siempre presentes apoyándome y dándome fuerzas para seguir adelante, y por su constante motivación para concretar esta aspiración, y a todos aquellos que participaron directa o indirectamente en la elaboración de esta tesis.*

A mi amor

***Lisbet**, Con todo mi amor y cariño por ser mi fuente de motivación e inspiración para poder superarme cada día más estuviste hay apoyándome hasta lograr mi objetivo, este proyecto no fue fácil.*

Ebert David Mamani Roque



AGRADECIMIENTO

A mi Familia

A mis padres **Leonardo** y **Lidia**; A mis hermanos(as) **Reynaldo**, **Edwin Ruth** y **Maribel Zenayda**; a mis Tíos, Primos y Abuelita (Q.E.P.D.), que me han apoyado en este proyecto como es ser Ingeniero Civil, que es mi futuro y mi pasión, además de entregarme los valores que han sido mi base para afrontar la vida con dignidad. ¡Gracias Familia Querida!

A mi amor

Lisbet, No fue sencillo culminar con éxito este proyecto, sin embargo siempre fuiste motivadora y esperanzadora, me decías que lo lograría perfectamente. Gracias por la ayuda que me has brindado ha sido sumamente importante, estuviste a mi lado inclusive en los momentos y situaciones más difíciles. Muchas gracias, amor.

Finalmente a quienes he olvidado mencionar, gracias por su apoyo.

Ebert David Mamani Roque



AGRADECIMIENTO

A Dios por ser mi guía en todo momento, por darnos la vida, sabiduría, habilidad para comprender los conocimientos adquiridos, habernos brindado la fortaleza necesaria para seguir adelante y lograr uno a uno nuestros objetivos.

A la Universidad Andina Néstor Cáceres Velásquez; por darme la oportunidad de estudiar y ser profesional.

*Al Mgtr. Ing. **Orlando E. LA TORRE BARRA**, que como docente y presidente del jurado calificador, lo agradezco por el apoyo brindado durante el desarrollo del presente trabajo, colaborando en el proceso de calificación. Muchas gracias ingeniero por ser un catedrático de nivel.*

*Al Dr. Ing. **Ronald MADERA TERÁN**, quien como el primer miembro del jurado calificador me ha brindado apoyo incondicional, colaborando con su orientación, calificación y aliento constante para salir adelante, gracias ingeniero por darme sus conocimientos de cátedra.*

*Al Dr. Ing. **Leonel SUASACA PELINCO**, como el segundo miembro del jurado calificador, por su apoyo metodológico y profesional para la orientación en el desarrollo del presente trabajo, la exigencia académica. No solamente es un gran profesional sino también, un gran guía en todo aspecto de una forma con una actitud científica en el proyecto de investigación.*

A mis docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil que a lo largo de la formación académica me inculcaron la dedicación al estudio y la constante superación personal, Muchas gracias Ingenieros.

Ebert David Mamani Roque



INDICE

CARATULA	
PÁGINA DE JURADOS	
ÍNDICE	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xii
ÍNDICE DE FIGURAS	xiv
RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT	xvii
INTRODUCCIÓN	xviii

CAPÍTULO I EL PROBLEMA

1.1. EL PROBLEMA	1
1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	2
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	2
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	2
1.3.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA.....	2
1.3.2. JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA.....	3
1.4. OBJETIVOS	3
1.4.1. OBJETIVOS GENERAL	3
1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3

CAPÍTULO II MARCO REFERENCIAL

2.1. ANTECEDENTES BIBLIOGRÁFICOS DE LA INVESTIGACIÓN	4
2.2. MARCO TEÓRICO	5
2.2.1. ESTRUCTURA	5
2.2.1.1. SISTEMA DE CONTROL HÍBRIDO	5
2.2.2. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN	6
2.2.2.1. SIMETRÍA Y SIMPLICIDAD.....	6
2.2.2.2. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	6
2.2.2.3. HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO	6
2.2.2.4. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA	7
2.2.2.5. RIGIDEZ LATERAL.....	7
2.2.2.6. EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS	7
2.2.2.7. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES.....	7
2.2.2.8. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO	8
2.2.3. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	8
2.2.3.1. ESTRUCTURACIÓN DE LOSAS.....	9
2.2.3.2. ESTRUCTURACIÓN DE VIGAS.....	9



2.2.3.4.	ESTRUCTURACIÓN DE MUROS O PLACAS	12
2.2.3.5.	ESTRUCTURACIÓN DE OTROS ELEMENTOS.....	12
2.2.4.	PREDIMENSIONAMIENTO	12
2.2.4.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS.....	12
2.2.4.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	14
2.2.4.3.	PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	17
2.2.4.4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS	20
2.2.4.5.	PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS	21
2.2.4.6.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS	22
2.2.5.	TIPOS DE CARGAS	22
2.2.5.1.	CARGAS ESTÁTICAS.....	23
2.2.5.2.	CARGAS DINÁMICAS.....	23
2.2.6.	METRADO DE CARGAS	24
2.2.6.1.	CARGAS PERMANENTES O MUERTAS.....	24
2.2.6.2.	CARGA VIVA O SOBRECARGA	27
2.2.6.3.	CARGA VIVA DEL TECHO	28
2.2.7.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	29
2.2.7.1.	ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.....	29
2.2.7.2.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO.....	31
2.2.7.3.	ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA.....	33
2.2.8.	PARÁMETRO DE SITIO	34
2.2.8.1.	ZONIFICACIÓN.....	34
2.2.8.2.	CONDICIONES GEOTECNICAS.....	35
2.2.8.3.	PARAMETROS DE SITIO	36
2.2.8.4.	FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA	37
2.2.8.5.	CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.....	37
2.2.9.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	43
2.2.9.1.	CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS	43
2.2.9.2.	MODELOS DE ANÁLISIS.....	43
2.2.9.3.	ESTIMACIÓN DEL PESO (P).....	44
2.2.9.4.	PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.....	44
2.2.10.	REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	44
2.2.10.1.	DETERMINACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS.....	44
2.2.10.2.	DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS	44
2.2.10.3.	SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS (S)	45
2.2.10.4.	REDUNDANCIA	45
2.2.10.5.	VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA ULTIMA	45
2.2.11.	ANÁLISIS DE EDIFICIOS.....	46



2.2.11.2.	PESO DE LA EDIFICACION	46
2.2.11.3.	FACTOR DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES	46
2.2.12.	RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO	47
2.2.13.	MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE	47
2.2.13.1.	CONCRETO.....	47
2.2.13.2.	ACERO	48
2.2.14.	REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA.....	48
2.2.15.	FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA DE DISEÑO	49
2.2.16.	CUANTÍAS MÍNIMAS Y MÁXIMAS DE ACEROS	50
2.2.16.1.	ACERO ARMADO POR TRACCIÓN Y TEMPERATURA EN LOSA.....	50
2.2.16.2.	REFUERZO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN	50
2.2.16.3.	LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN	51
2.2.16.4.	LÍMITES DEL REFUERZO PARA MUROS	51
2.2.17.	DISEÑO ESTRUCTURAL	51
2.2.17.1.	DISEÑO A FLEXIÓN	52
2.2.17.2.	DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.....	52
2.2.18.	DISEÑO DE CIMENTACIONES	53
2.2.18.1.	DETERMINACION DE CARGAS O METRADO DE CARGAS.....	53
2.2.18.2.	TIPOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	54
2.2.18.2.1.	ZAPATAS AISLADAS CENTRALES Y EXCÉNTRICAS	54
2.2.18.2.2.	ZAPATAS COMBINADAS.....	55
2.2.18.2.3.	ZAPATAS CONECTADAS.....	56
2.2.18.3.	CRITERIOS PARA ELEGIR EL TIPO DE CIMENTACIÓN	57
2.2.18.4.	DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES.....	58
2.2.18.4.1.	DISEÑO POR FLEXIÓN	58
2.2.18.4.2.	DISEÑO POR CORTANTE	59
2.3.	MARCO CONCEPTUAL	60
2.3.1.	ARMADURA PRINCIPAL.....	60
2.3.2.	CARGA.....	60
2.3.3.	CARGA MUERTA	60
2.3.4.	CARGA AMPLIFICADA O FACTORIZADA.....	60
2.3.5.	CARGA PUNTUAL.....	60
2.3.6.	CARGA DE SERVICIO	60
2.3.7.	CARGA VIVA.....	60
2.3.8.	COEFICIENTE DE POISSON	61
2.3.9.	DERIVA DE PISO DE DISEÑO	61
2.3.10.	DIAFRAGMA ESTRUCTURAL.....	61
2.3.11.	DISEÑO	61
2.3.12.	ESFUERZO CORTANTE	61



2.3.14.	FLEXIÓN	61
2.3.15.	MODELADO	62
2.3.16.	MÓDULO DE ELASTICIDAD.....	62
2.3.17.	MOMENTO FLECTOR	62
2.3.18.	PESO ESPECIFICO.....	62
2.3.19.	PISO BLANDO.....	62
2.3.20.	PÓRTICO	62
2.3.21.	PROGRAMA	62
2.3.22.	TRACCIÓN	63

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1.	METODO DE INVESTIGACIÓN.....	64
3.2.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	65
3.2.1.	ENFOQUE CUANTITATIVO.....	65
3.2.2.	NIVEL EXPLICATIVO	65
3.2.3.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	65
3.3.	POBLACIÓN Y MUESTRA	66
3.3.1.	POBLACIÓN.....	66
3.3.2.	MUESTRA	66
3.4.	HIPÓTESIS	66
3.4.1.	HIPÓTESIS GENERAL	66
3.4.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICOS	66
3.5.	VARIABLES E INDICADORES	67
3.6.	MATRIZ DE CONSISTENCIA	68
3.7.	DATOS GENERALES DEL PROYECTO	69
3.7.1.	DESCRIPCIÓN	69
3.7.2.	ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN	70
3.7.3.	DATOS GENERALES DE MATERIALES	70
3.7.4.	FACTORES DE REDUCCIÓN	71
3.7.5.	CARGAS MUERTAS.....	71
3.7.6.	CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS	71
3.7.7.	NORMAS EMPLEADAS.....	72
3.7.8.	REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA.....	72

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PROYECTO

4.1.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	73
4.1.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	73
4.1.1.1.	PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERAS	78
4.1.1.2.	PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	78



4.1.1.4.	PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS	81
4.1.1.5.	PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS O PLACAS.....	82
4.1.2.	METRADO DE CARGAS	84
4.1.2.1.	GENERALIDADES.....	84
4.1.2.2.	METRADO DE CARGAS EN LOSAS ALIGERADAS	84
4.1.2.3.	METRADO DE CARGAS EN VIGAS PERALTADAS	89
4.1.2.4.	METRADO DE CARGAS EN ESCALERAS	96
4.1.3.	MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	97
4.1.4.	CASOS DE CARGA Y COMBINACIONES	98
4.1.4.1.	INTRODUCCIÓN	98
4.1.4.2.	MODELO ESTRUCTURAL.....	99
4.1.4.2.1.	ANÁLISIS ESTÁTICO	99
4.1.4.2.2.	ANÁLISIS DINÁMICO	99
4.1.4.3.	ASIGNACIONES DE CARGA.....	100
4.1.5.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	100
4.1.5.1.	INTRODUCCIÓN	100
4.1.5.2.	ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO.....	103
4.1.5.2.1.	GENERALIDADES.....	103
4.1.5.2.2.	FUERZA CORTANTE EN LA BASE.....	103
4.1.5.2.3.	PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN	103
4.1.5.2.4.	DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS.....	107
4.1.5.3.	ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO	108
4.1.5.3.1.	RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO DINÁMICO	111
4.1.6.	DISEÑO DE CIMENTACIONES	114
4.1.6.1.	ESFUERZOS ACTUANTES EN EL SUELO.....	114
4.1.6.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE DE PLATEA	115

CAPÍTULO V

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	120
5.2.	ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PREMODELADO	120
5.2.1.	CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN.....	120
5.2.2.	CRITERIOS DE CIMENTACIÓN	121
5.3.	VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL	122
5.3.1.	FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE	122
5.3.2.	DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES SÍSMICAS.....	123
5.3.3.	CASO MODAL DE 27 MODOS DE VIBRACIÓN	124
5.4.	DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS.....	126
5.4.1.	DESPLAZAMIENTO DE DERIVAS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO	126
5.4.2.	DESPLAZAMIENTOS DE DERIVAS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.....	127



5.5.1. DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN	129
CONCLUSIONES	132
RECOMENDACIONES	134
BIBLIOGRAFÍA	135
ANEXOS	137





INDICE DE TABLAS

TABLA 1: CUADRO DE COLOCACIÓN DE NERVIOS TRANSVERSALES	13
TABLA 2: FACTOR DE COEFICIENTE DE PREDIMENSIONAMIENTO DE ALTURA DE LA VIGA.	16
TABLA 3: CONSTANTE PARA COLUMNAS.....	20
TABLA 4: CONSTANTE PARA COLUMNAS.....	20
TABLA 5: PESOS UNITARIOS	24
TABLA 6: PESOS DE LOSAS ALIGERADAS.....	25
TABLA 7: PESO DE CARGAS HORIZONTALES Y VERTICALES DE BARANDAS Y PARAPETOS.	26
TABLA 8: CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS.	28
TABLA 9: CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS.	34
TABLA 10: CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.	36
TABLA 11: FACTOR DE SUELO "S"	37
TABLA 12: PERÍODOS.....	37
TABLA 13: CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO "U"	38
TABLA 14: CATEGORÍA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	39
TABLA 15: SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	40
TABLA 16: IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA Y PLANTA.....	41
TABLA 17: CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.....	42
TABLA 18: LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO.....	45
TABLA 19: MATRIZ DE CONSISTENCIA.....	68
TABLA 20: COEFICIENTES PARA TIPOS DE COLUMNAS.....	80
TABLA 21: PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.....	80
TABLA 22: RESUMEN PREDIMENSIONAMIENTO ESCALERAS.....	82
TABLA 23: PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS.....	83
TABLA 24: CARGAS UNITARIAS PARA VIVIENDAS MULTIFAMILIARES.....	84
TABLA 25: METRADO DE CARGAS EN ESCALERAS.....	96
TABLA 26: COMBINACIONES DE CARGAS.....	99
TABLA 27: COMBINACIONES DE CARGAS.....	99
TABLA 28: CATEGORÍAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U".....	101
TABLA 29: FACTOR DE ZONA.....	102
TABLA 30: FACTOR U.....	102
TABLA 31: FACTOR SUELO.....	102
TABLA 32: PERÍODOS T_P Y T_L	102
TABLA 33: SISTEMA ESTRUCTURAL	102
TABLA 34: PESO DE EDIFICACIÓN.....	105
TABLA 35: CÁLCULO DE CORTANTE BASAL.....	105



TABLA 36: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE X.....	107
TABLA 37: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE Y.....	108
TABLA 38: PERIODO DE VIBRACIÓN.....	111
TABLA 39: MODOS DE VIBRACIÓN.....	112
TABLA 40: FUERZA CORTANTE DE BASE.....	112
TABLA 41: FUERZA CORTANTE DE BASE ESCALADO.....	113
TABLA 42: CONTROL DE DERIVAS MÁXIMAS EN X.....	113
Tabla 43: CONTROL DE DERIVAS MÁXIMAS EN Y.....	113
TABLA 44: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DATO PARA SAFE.....	114
TABLA 45: RESUMEN DE DISTRIBUCIÓN DE ACERO.....	119
TABLA 46: COMPARACIÓN DE METRADOS CALCULADOS Y ETABS.....	122
TABLA 47: FUERZA CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CALCULADO.....	123
TABLA 48: FUERZA CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CON ETABS.....	123
TABLA 49: DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CALCULADO.....	123
TABLA 50: DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CON ETABS.....	124
TABLA 51: RESUMEN DE COMPARACIÓN DE FUERZA CORTANTE BASAL CALCULADA Y ETABS.....	124
TABLA 52: MÍNIMOS DE MODO.....	125
TABLA 53: PERIODO MODAL DE VIBRACIÓN.....	125
TABLA 54: MODOS DE VIBRACIÓN.....	126
TABLA 55: LIMITES DE DERIVAS.....	126
TABLA 56: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE X.....	126
TABLA 57: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE Y.....	127
TABLA 58: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE X.....	128
TABLA 59: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE Y.....	128

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1: ESQUEMA DE UN SISTEMA DE CONTROL HÍBRIDO.....	5
FIGURA 2: AISLAMIENTO DE BASE CON CONTROL ACTIVO DE DESPLAZAMIENTO.....	5
FIGURA 3: EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA.	9
FIGURA 4: DIRECCIÓN DE LA LOSA ALIGERADA.....	9
FIGURA 5: EJEMPLO DE UNA VIGA.....	10
FIGURA 6: UBICACIÓN DE LAS COLUMNAS PARA SOPORTAR LAS FUERZAS SÍSMICAS....	10
FIGURA 7: COLUMNA DE 0.80X0.40 M.....	11
FIGURA 8: FUERZA SÍSMICA DE IZQUIERDA A DERECHA.....	11
FIGURA 9: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA SUPERIOR DE LOSAS NERVADAS.	13
FIGURA 10: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA SUPERIOR.....	13
FIGURA 11: SECCIÓN RECTANGULAR DE LA VIGA, PLANTA TÍPICA.....	14
FIGURA 12: DETALLE DE COLUMNA Y ELEVACIÓN	18
FIGURA 13: DETALLE DE COLUMNA Y ELEVACIÓN.....	19
FIGURA 14: DISEÑO DE ESCALERA.....	22
FIGURA 15: MURO DE SÓTANO.....	27
FIGURA 16: MAPA DE ZONAS SÍSMICAS.....	34
FIGURA 17: PERALTE EFECTIVO.....	55
FIGURA 18: ZAPATA COMBINADA.....	56
FIGURA 19: ZAPATA CONECTADA.....	57
FIGURA 20: DISEÑO POR FLEXIÓN.....	58
FIGURA 21: DISEÑO POR FLEXIÓN SIMPLEMENTE REFORZADO.....	59
FIGURA 22: PLANO DE DISTRIBUCIÓN EN PLANTA SEMI-SOTANO.....	74
FIGURA 23: PLANO DE DISTRIBUCIÓN EN PLANTA PRIMER NIVEL.....	75
FIGURA 24: PLANO DE DISTRIBUCIÓN EN PLANTA 2DO AL 9NO NIVEL.....	76
FIGURA 25: PLANO DE AZOTEA.....	77
FIGURA 26: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA.....	78
FIGURA 27: DETALLE DE LOSA ALIGERADA.....	78
FIGURA 28: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA PRINCIPAL.....	79
FIGURA 29: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA SECUNDARIA.....	79
FIGURA 30: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN VOLADIZO.....	79
FIGURA 31: CRITERIO DE PREDIMENSIONAMIENTO POR AREA TRIBUTARIA.	80
FIGURA 32: PREDIMENSIONAMIENTO ESCALERAS.....	81
FIGURA 33: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA ALIGERADA.....	85
FIGURA 34: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA ALIGERADA.....	86
FIGURA 35: INICIANDO NUEVO MODELO.....	97
FIGURA 36: CONFIGURACIÓN DEL DISEÑO.....	97
FIGURA 37: DEFINICIÓN DE MATERIAL.....	97



FIGURA 38: MODELOS DE EDIFICACIÓN 3D Y 1000.....	98
FIGURA 39: ESTRUCTURACIÓN FINAL DE EDIFICIO EN 3D.....	98
FIGURA 40: FUNCIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.....	103
FIGURA 41: PERIODO.....	104
FIGURA 42: ANÁLISIS ESTÁTICO.....	104
FIGURA 43: FUERZAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA.....	105
FIGURA 44: GRAFICO ANÁLISIS ESTÁTICO EN DIRECCIÓN X.....	106
FIGURA 45: GRAFICO ANÁLISIS ESTÁTICO EN DIRECCIÓN Y.....	106
FIGURA 46: ESPECTRO DE DISEÑO.....	109
FIGURA 47: ANÁLISIS DINÁMICO, LOAD CASE DATA.....	110
FIGURA 48: PESO SÍSMICO EFECTIVO.....	110
FIGURA 49: DETERMINACIÓN DE GRADOS DE LIBERTAD.....	110
FIGURA 50: ANÁLISIS DINÁMICO.....	111
FIGURA 51: PRESIONES EN EL SUELO DEBIDO A CARGAS DE GRAVEDAD.....	115
FIGURA 52: PROPIEDADES PARA PLATEAS DE CIMENTACIÓN.....	115
FIGURA 53: VENTANA DE INICIO SAFE 14.1.....	116
FIGURA 54: DEFINIENDO MATERIALES PARA CIMENTACIÓN.....	116
FIGURA 55: COEFICIENTE DE BALASTO.....	116
FIGURA 56: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN, VISTA XY.....	117
FIGURA 57: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN, VISTA 3D.....	117
FIGURA 58: VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO, VISTA XY.....	117
FIGURA 59: VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO, VISTA 3D.....	118
FIGURA 60: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS FINITOS DE LOSA.....	118
FIGURA 61: VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO.....	118
FIGURA 62: VISTA EN 3D, PLATEA DE CIMENTACIÓN.....	119
FIGURA 63: DISTRIBUCIÓN DE ACERO.....	119
FIGURA 64: DISTRIBUCIÓN DE ACERO.....	129
FIGURA 65: DISTRIBUCIÓN DE ACERO.....	130



RESUMEN

El desarrollo de la tesis tiene la finalidad de realizar el análisis y diseño estructural del edificio de nueve niveles y un semisótano, con uso proyectado de un hotel, su ubicación está en la ciudad de Juliaca.

En cuanto al análisis del comportamiento estructural del edificio, se busca la simplicidad, de tal forma, se pueda obtener resultados eficientes, en la estructura se buscó la rigidez adecuada en las dos direcciones, para controlar los desplazamientos máximos y que esta cumpla la norma.

Se procede a optimizar el diseño para conocer el comportamiento estructural, aplicando el software ETABS para el modelado y a la vez aplicando la Norma Peruana de diseño Sismorresistente E.030. Esta última recientemente actualizada. Realizado el análisis sísmico tanto estático y dinámico, se comprueba la rigidez en cada dirección y si esta fue la adecuada, así mismo se verifica los desplazamientos máximos de derivas adoptando los límites permisibles para edificaciones regulares la fuerza cortante no podrá ser menor que el 80%, y límites para la distorsión del entrepiso para concreto armado de 0,007. Así cumpliendo con las demandas de los sismos.

Una vez concluido lo anterior se inició a modelar las cimentaciones aplicando el software SAFE, obteniendo los momentos para el diseño de la misma acorde Norma Peruana de Cimentaciones E.060.

Posteriormente, se procede el diseño de los elementos estructurales, y que estas estén en los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones y especificaciones de la Norma de Estructuras E.060. Los elementos diseñados fueron los siguientes: losa aligerada, vigas peraltadas y chatas, columnas, muros de corte (placas), placas de cimentación y escaleras.

PALABRAS CLAVES

Comportamiento estructural, análisis, estructuración, modelado, concreto armado, cargas, software, edificación, normas, desplazamientos, límites, parámetros, rigidez, derivas, fuerzas, análisis estático, análisis dinámico, diseño, elementos estructurales.



ABSTRACT

The development of this thesis aims to carry out the analysis and structural design of a 9-level reinforced concrete building for hotel use, located in the city of Juliaca.

As for the analysis of the structural behavior of the building, simplicity was sought in the structuring, so that, when performing the seismic analysis, more precise results were obtained. It was also sought that the structure had adequate rigidity in both directions, in order to control the lateral displacements.

We proceeded to optimize the design to know the structural behavior, applying the ETABS software for the modeling and at the same time applying the Peruvian Standard of seismoresistant design E.030. This last updated. Once the static and dynamic seismic analysis was carried out, it was verified if the stiffness assigned in each direction was adequate, as well as the maximum displacements of drifts, taking the permissible limits for regular buildings, the shear force can not be less than 80% And limits for the distortion of the mezzanine for reinforced concrete of 0.007. Thus fulfilling the demands of earthquakes.

After completing the above, we began to model the foundations by applying the SAFE software, obtaining the moments for the design of the same accord Peruvian Standards of Foundations E.060.

Subsequently, all the structural elements were designed, ensuring that the guidelines of the Peruvian Standard of Structures E.060 are complied with. The elements designed were: lightened slab, flat beams, columns, cutting walls (plates), foundation plates and stairs.

KEYWORDS

Structural behavior, analysis, structuring, modeling, reinforced concrete, loads, software, building, norms, displacements, limits, parameters, rigidity, drifts, forces, static analysis, dynamic analysis, design, structural elements.



INTRODUCCIÓN

Las edificaciones en la ciudad de Juliaca carecen de diseños apropiados, en la actualidad podemos encontrar edificaciones con personal no calificado y a esto se suma la mano de obra no calificada, en ese aspecto la edificación propuesta será destinada al uso de un hotel, para lo cual se diseña de acuerdo a las normas establecidas en el reglamento nacional de edificaciones, tales como son Concreto Armado (E.060) y de Diseño Sismorresistente (E.030). A su vez los resultados obtenidos estén dentro de los parámetros permitidos por la Norma.

Así mismo se buscó la mayor precisión posible para determinar el comportamiento de la estructura ante un eventual sismo, para así conocer los desplazamientos máximos que se podrían dar.

En los objetivos planteados se busca optimizar el análisis y diseño del edificio propuesto ante solicitaciones extremas, y que estas cumplan lo establecido por la norma mediante los diferentes métodos existentes. Además no falle ante sismos severos, la estructura debe cumplir los parámetros dados por la norma, a su vez se garantice un comportamiento dúctil y no frágil, por lo cual los elementos estructurales deben estar bien diseñados.



CAPÍTULO I: EL PROBLEMA

1.1. EL PROBLEMA

Las edificaciones en el Perú va desarrollándose en forma acelerada, las edificaciones en el sector privado carecen de diseños apropiados, de acuerdo a las condiciones particulares de sitio, la falta de servicios básicos en las zonas periféricas no permiten un adecuado desarrollo de la ciudad, la construcción de las edificaciones son muchas veces dejados a responsabilidades de mano de obra no calificada para su ejecución, principalmente viviendas, departamentos, hoteles y todos aquellos relacionados a albergar personas, no realizados por los profesionales.

El Perú está ubicado entre uno de los países de más alta probabilidad sísmica, por lo tanto está expuesto a este peligro. Es necesario realizar diseños adecuados para evitar los efectos que trae consigo los sismos. Los problemas más frecuentes están en las cimentaciones debido a que los diseños no compatibilizan con las características que presenta en el terreno donde se edificara la estructura. Las vigas y las columnas no tienen un buen diseño de acuerdo a su longitud ni a la altura de la edificación. Tomando en cuenta lo expresado anteriormente, el desarrollo del trabajo considera que toda edificación debe ser analizada y diseñada de acuerdo a la realidad de nuestra ciudad y en estricto cumplimiento de las normas de construcción, lo que complementado con materiales de construcción de calidad

y procesos constructivos apropiados se tengan edificaciones que garanticen seguridad para su usos.

1.2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cómo es el comportamiento estructural de un edificio de nueve niveles aplicando el software ETABS Versión 15.2 y SAFE Versión 14.1, compatibilizando con las características de la capacidad de carga de los suelos para su cimentación?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

1. ¿Cómo optimizar el análisis y diseño del edificio de nueve niveles ante solicitaciones extremas, considerando las normas de diseño E.020, E.030 y E.060?
2. ¿Cuáles son los desplazamientos máximos que se genera en el análisis y diseño de la estructura del edificio de nueve niveles, en cumplimiento de la norma E.030 mediante los métodos de análisis estático y dinámico?
3. ¿Cuáles son las secciones finales en el diseño de concreto armado en la edificación, considerando las características reales de los suelos donde se efectuará la construcción?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

En la actualidad se tiene diversas tecnologías, para el diseño de un edificio las que deben de emplearse tomando en cuenta que estos originan construcciones seguras y cómodas para sus ocupantes; y en todo ello es importante considerar el contenido de las normas que gobiernan el diseño y uso adecuado de los criterios técnicos, de tal manera que estas construcciones tengan la vida útil esperada. Cabe destacar que este proyecto es totalmente sostenible en el tiempo, es optimizar el diseño de la estructura de acuerdo a la ubicación que se encuentre la edificación. Los programas avanzados de cálculo para edificaciones han evolucionado en el tiempo, dando de esta manera mayor precisión a la realidad, en cuanto a su comportamiento de la estructura.

1.3.2. OPTIMIZACIÓN ECONÓMICA

El factor económico es importante a la hora de hacer proyectos de edificaciones para su construcción a fin de establecer los conocimientos probables acerca de la optimización del diseño de una edificación de uso masivo de personas en la ciudad de Juliaca. Como tal se pretende diseñar el modelo planteado de una estructura, mediante la utilización del programa computarizado. Los resultados de estas sirven de base para la preparación de las actuaciones de conservación. Los profesionales de la ingeniería están obligados a considerar variantes en sus proyectos, así como a recomendar y defender las opciones a menor costo. En la construcción de edificaciones en nuestro medio el ingeniero debe cuidar el aspecto económico, en el sentido de utilizar materiales de calidad, con procesos constructivos apropiados. En todo lo manifestado anteriormente se debe entender que las construcciones adecuadamente diseñadas tácitamente significan construcciones económicas, puesto que no se necesita efectuar reparaciones u otros que originan gastos por deficientes diseños y/o procesos constructivos.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVOS GENERAL

Analizar el comportamiento estructural de un edificio de nueve niveles aplicando el software ETABS Versión 15.2 y SAFE Versión 14.1, compatibilizando con las características de la capacidad de carga de los suelos para su cimentación.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Optimizar el análisis y diseño del edificio de nueve niveles ante solicitaciones extremas, considerando las normas de diseño E.020, E.030 y E.060.
2. Evaluar los desplazamientos máximos que se genera en el análisis y diseño de la estructura del edificio de nueve niveles, en cumplimiento de la norma E.030 mediante los métodos de análisis estático y dinámico.
3. Complementar el diseño de la edificación propuesta, con el diseño de su cimentación considerando las características reales de los suelos se efectuará la construcción.



CAPÍTULO II:

MARCO REFERENCIAL

2.1. ANTECEDENTES BIBLIOGRÁFICOS

Para el desarrollo del presente trabajo, se ha tomado en cuenta los siguientes trabajos de tesis antes desarrollados:

Andrade (2004) sostiene: "Los sismos severos han mostrado la estrecha relación entre los desplazamientos laterales y el daño que sufren los edificios... Todos los índices de daños presentados en esta investigación toman en cuenta la deriva, como un parámetro para cuantificar el daño" (p.69).

Taboada y De Izcue (2009) enfatizan: "Durante el análisis de secuencia constructiva, ETABS resuelve las cargas que se aplican en los elementos del edificio, realizando un análisis estático no lineal... Una herramienta útil para el diseño de columnas y muros es el Diseñador de secciones, un sub programa dentro de ETABS, porque facilita la obtención del diagrama de interacción de cualquier sección transversal dibujada en él... En el caso de las vigas, el programa calcula las cargas por el criterio del área tributaria, por lo cual es posible utilizar los resultados del diseño automático que se muestra como áreas o cuantías de acero para obtener directamente y de manera rápida el armado de acero en estos elementos... Nuestra Norma no está contemplada dentro del programa ETABS, pero es posible obtener los mismos resultados que se obtendrían al diseñar con ésta, si se selecciona para el diseño el código ACI 318-99 y se especifica que los elementos son del tipo Ordinario (sway ordinary)" (p.133).

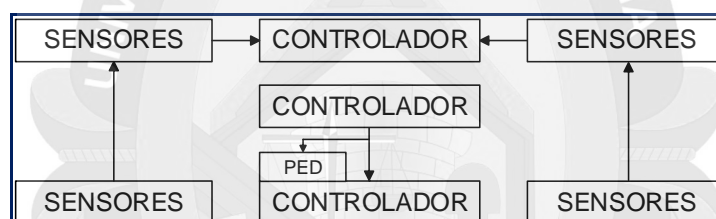
2.2.1. ESTRUCTURA

“Se llama así a un conjunto de elementos resistentes que colaboran entre sí para soportar fuerzas o cargas manteniendo en todo momento su equilibrio, es decir todas las fuerzas que actúan sobre la estructura se compensan mutuamente” (Delgado, 2011, p.22).

2.2.1.1. SISTEMA DE CONTROL HÍBRIDO

“Los sistemas híbridos son la combinación de sistemas activos y los sistemas pasivos. Debido a que el control se consigue a partir de la actuación de un dispositivo pasivo, los sistemas híbridos suponen mejoras con relación a los activos” (Villarreal, 2009, p.26).

FIGURA 1: ESQUEMA DE UN SISTEMA DE CONTROL HÍBRIDO.

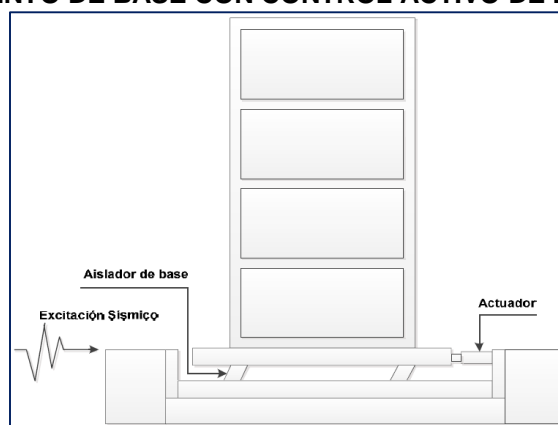


Fuente: (Edificaciones con disipadores de energía, 2009, p.26).

Villarreal (2009) afirma:

Los sistemas híbridos que han despertado mayor interés son el Híbrido Mass Damper (HMD) y el aislamiento de base con control activo del desplazamiento de base... El HMD dispone de una masa oscilante pasiva que por sí misma reduce la respuesta del edificio y de un actuador activo, el cual mejora la eficiencia del sistema y además le da una mayor robustez frente a cambios dinámicos que afectan a la estructura. (p.26)

FIGURA 2: AISLAMIENTO DE BASE CON CONTROL ACTIVO DE DESPLAZAMIENTO.



Fuente: (Edificaciones con disipadores de energía, 2009, p.26).

Blanco (1994) afirma:

Mientras más compleja es la estructura, más difícil resulta predecir se comportamiento sísmico, por esta razón, es aconsejable que la estructuración sea lo más simple y limpia, de manera que la idealización necesaria para su análisis sísmico se acerque lo más posible a la estructura real... Debe además tratar de evitarse que los elementos no estructurales distorsionen la distribución de fuerzas considerada, pues se generan fuerzas en elementos que no fueron diseñadas para esas condiciones... Los principales criterios que es necesario tomar en cuenta para lograr una estructura sismorresistente, son. (p.5)

2.2.2.1. SIMETRÍA Y SIMPLICIDAD

Blanco (1994) afirma:

La experiencia ha demostrado repetidamente que las estructuras simples se comportan mejor durante los sismo. Hay dos razones principales para que esto sea así... Primero, nuestra habilidad de predecir el comportamiento sísmico de una estructura es marcadamente mayor para las estructuras simples que para las complejas... Segundo, nuestra habilidad para idealizar los elementos estructurales es mayor para las estructuras simples que para las complicadas. (p.5)

2.2.2.2. RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

Blanco (1994) afirma:

Las estructuras deben tener resistencia sísmica adecuada en todas las direcciones. El sistema de resistencia sísmica debe existir por lo menos en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales. De tal manera que se garantice la estabilidad tanto de la estructura como un todo, como de cada uno de sus elementos... Otro antecedente importante que debe ser tomando en cuenta en la concepción de estructuras porticadas, es la ubicación de la rótula plásticas... El diseño debe tender a que estas se produzcan en los elementos que contribuyan a la estabilidad de la estructura. Los criterios de ductilidad deben también extenderse al dimensionamiento por corte, ya que en el concreto armado la falla por corte es de naturaleza frágil. (p.7)

2.2.2.3. HIPERESTATICIDAD Y MONOLITISMO

Blanco (1994) afirma:

Como concepto general de diseño sismo-resistente, debe indicarse la conveniencia de que las estructuras tengan disposición hiperestática... En el diseño de estructuras donde el sistema de resistencia sísmica no sea hiperestático, es necesario tener en cuenta el efecto adverso que implicaría la falla de uno de los elementos o conexiones en la estabilidad de la estructura. (p.8)

2.2.2.4. UNIFORMIDAD Y CONTINUIDAD DE LA ESTRUCTURA

“La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos” (Blanco, 1994, p.9).

2.2.2.5. RIGIDEZ LATERAL

Blanco (1994) afirma:

Para que una estructura pueda resistir fuerzas horizontales sin tener deformaciones importantes, será necesario proveerla de elementos estructurales que aporten rigidez lateral en sus direcciones principales. Las estructuras flexibles tienen la ventaja de ser más fáciles de analizar y de alcanzar la ductilidad deseada, al menos analíticamente. Las estructuras rígidas tienen de no tener mayores problemas constructivos, no tener que aislar y detallar cuidadosamente los elementos no estructurales, pero posee la desventaja de no alcanzar ductilidades elevadas y su análisis es más complicado. (p.9)

2.2.2.6. EXISTENCIA DE DIAFRAGMAS RÍGIDOS

Blanco (1994) afirma:

En los análisis es usual considerar como hipótesis básica la existencia de una losa rígida en su plano, que permite la idealización de la estructura como una unidad, donde las fuerzas horizontales aplicadas pueden distribuirse en las columnas y placas de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo todas una misma deformación lateral para un determinado nivel. Las estructuras alargadas en planta tiene mayor posibilidad de sufrir diferentes movimientos sísmicos aplicados en sus extremos, situación que puede producir resultados indeseables, una solución a este problema es independizar el edificio en dos o más secciones, mediante juntas de separación sísmica, que deben ser debidamente detalladas y construidos para evitar el choque de dos edificaciones vecinas; la misma solución es aplicable para separar secciones de edificaciones con formas de T, L ó H en planta. (p.10)

2.2.2.7. ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Blanco (1994) afirma:

Otro aspecto que debe ser tomado en cuenta en una estructuración es la influencia de los elementos secundarios. Si la estructura está conformada básicamente por pórticos, con abundancia de tabiquería, esta no se podrá despreciar en el análisis, pues su rigidez será apreciable, obteniéndose una rigidez del conjunto tabiquería pórtico muy diferente a la de los pórticos solamente. En estos casos se deberá realizar el análisis usando modelos estructurales que incluyan la tabiquería, diseñándose esta y los elementos de concreto armado. (p.11)

Blanco (1994) afirma:

Lo que se considera importante para el diseño sismoresistente son:... En el diseño por flexión buscar la falla por tracción evitando la falla por compresión, limitando la cuantía de acero a valores que proporcionen ductilidad adecuada... En un elemento sometido a flexión y cortante, dar más capacidad por cortante buscando evitar la falla por cortante. Esta es frágil mientras la falla por flexión es dúctil... En un elemento comprimido o en zonas donde existe compresiones importantes (máximos momentos) confinar al concreto con refuerzo de acero transversal; el elemento en la etapa ultima donde existe compresiones importantes (máximos momentos) confinar al concreto con refuerzo de acero transversal; el elemento en la etapa ultimo al tender a deformarse transversalmente puede estallar, lo cual hace trabajar en tracción al refuerzo transversal, ejerciendo este por reacción, una presión de confinamiento, la cual evita el desprendimiento del núcleo aumentando la capacidad de deformación en la etapa plástica ductilidad si el refuerzo y su confinamiento son adecuados. Diseñar los elementos continuos con cuantías de acero en tracción y en compresión que permitan la redistribución de momentos y una adecuada ductilidad. Diseñar las columnas con mayor capacidad de resistir momentos en relación a las vigas, de tal manera que las rotulas plásticas se formen en los extremos de vigas y no en las columnas. En un elemento sometidos a flexo-compresión y cortante dar más capacidad por cortante que por flexión. (p.14)

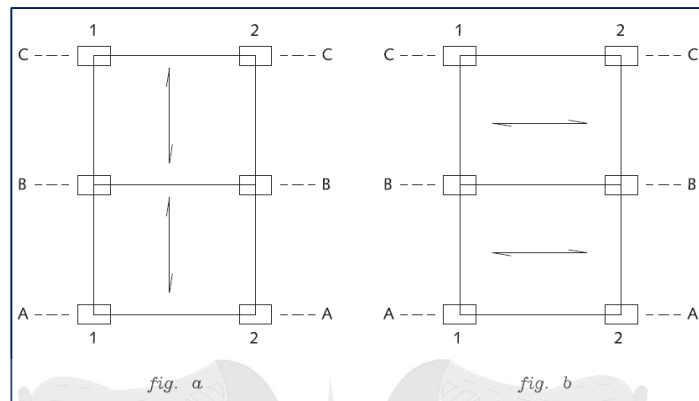
2.2.3. ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

Delgado (2011) afirma:

El diseño de estructuras intervienen los siguientes elementos estructurales:

- a) Losas: Aligerados, macizas y nervadas
- b) Vigas: Principales y secundarias
- c) Columnas
- d) Zapatas: Aisladas y combinadas
- e) Muros no portantes
- f) Cimentaciones corridas para muros no portantes...

Los cuatro primeros tienen comportamientos estructurales, es decir soportan el peso de las cargas vivas mientras... Las dos últimas son las que intervienen para cerrar los ambientes no teniendo una función netamente estructural. (p.38)



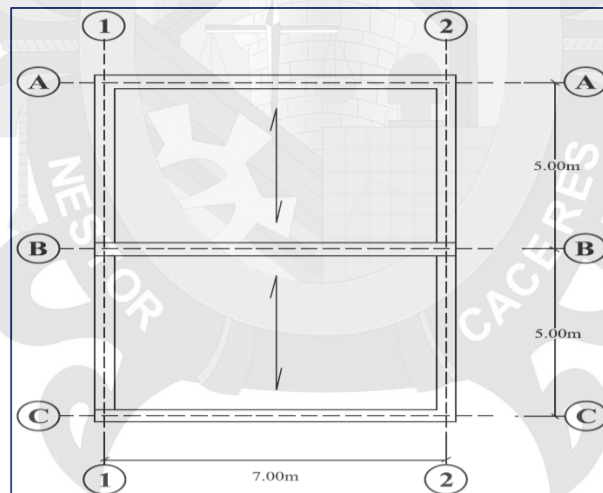
Fuente: (Diseño de estructuras porticadas C°A°. 2011, p.38)

2.2.3.1. ESTRUCTURACIÓN DE LOSAS

Delgado (2011) sostiene:

El espesor de la losa estará en función de la separación entre los apoyos. Si la losa es aligerada las viguetas se armarán en la dirección en que la separación entre apoyos sea la menor. Según el Reglamento Peruano de Concreto Armado el espesor de la losa será $L/25$ donde L es la luz libre entre ejes. (p.43)

FIGURA 4: DIRECCIÓN DE LA LOSA ALIGERADA.

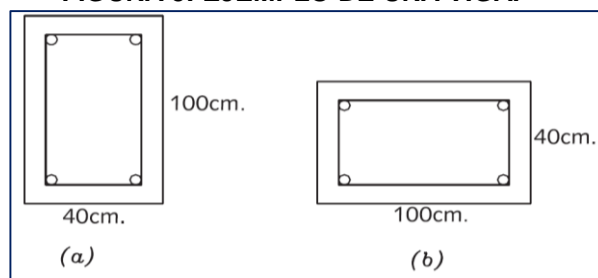


Fuente: (Diseño de estructuras porticadas de C°A°, 2011, p.43)

2.2.3.2. ESTRUCTURACIÓN DE VIGAS

Delgado (2011) sostiene:

En el caso de vigas se colocarán buscando que la viga descansa sobre su menor dimensión
Así por ejemplo:



Fuente: (Diseño de estructuras porticadas de C°A°, 2011, p.42)

La viga resistirá más si lo colocamos en la forma (a) que la Forma (b) ya que en la primera su momento de inercia es mayor que en segunda

Forma a:
$$I = \frac{40 \times 100^3}{12} = 3'333,333,3cm^4 \quad (1)$$

Forma b:
$$I = \frac{100 \times 40^3}{12} = 533,333,3cm^4 \quad (2)$$

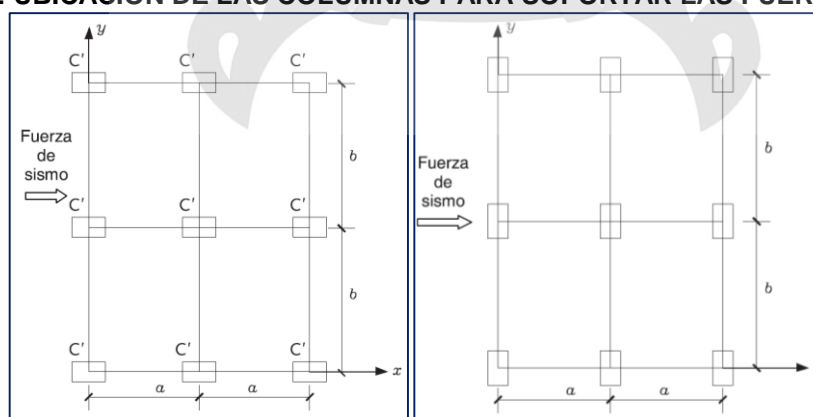
El momento de inercia en (a) es mayor que en (b) por consiguiente su rigidez es mayor y colocada de esta manera resistirá más. (p.42)

2.2.3.3. ESTRUCTURACIÓN DE COLUMNAS

“Al estructurar se buscará que la ubicación de las columnas y vigas tengan la mayor rigidez posible, de modo que el sismo al atacar, estas soporten dichas fuerzas sin alterar la estructura” (Delgado, 2011, p.40).

Así por ejemplo en la estructura mostrada las columnas son de 0.40x0.80 m2 y las vigas son de 0.40x1.00 m2.

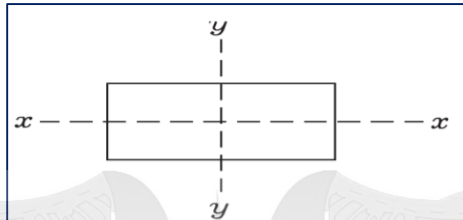
FIGURA 6: UBICACIÓN DE LAS COLUMNAS PARA SOPORTAR LAS FUERZAS SÍSMICAS.



Fuente: Diseño de estructuras porticadas de concreto armado, 2011.

($b > a$) si b es mayor que a las columnas se colocarán de la forma mostrada en la figura, porque el momento de inercia de las columnas será mayor que si se coloca en la forma siguiente. Matemáticamente hablando I_{xx}

FIGURA 7: COLUMNA DE 0.80X0.40 M.



Fuente: Diseño de estructuras de C°A°, 2011.

$$I_{xx} = \frac{80 \times 40^3}{12} = 126,666,67 \text{ cm}^4 \quad (3)$$

$$I_{yy} = \frac{40 \times 80^3}{12} = 1'706,666,70 \text{ cm}^4 \quad (4)$$

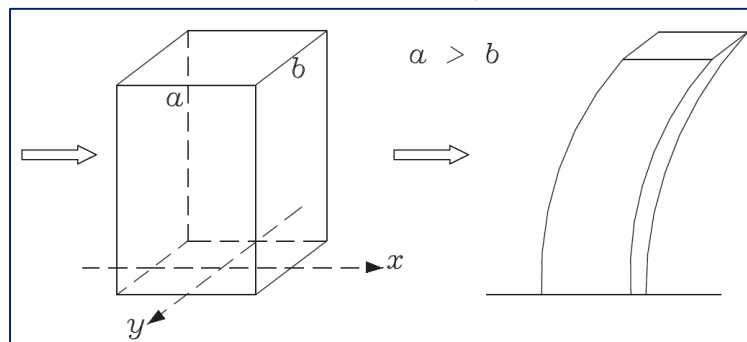
Al trabajar con el momento de inercia YY la rigidez de columna será mayor ya que esta es función del momento de inercia; debido a que la rigidez de columna viene dada por:

$$K = \frac{12 \times E \times I}{h^3} \quad (5)$$

Dónde: K= Rigidez de la columna.
E= Módulo de elasticidad de concreto.
I= Inercia.
h= Altura de columna.

“Si el sismo ataca de izquierda a derecha o viceversa la columna recibirá al sismo como se muestra en la figura” (Delgado, 2011, p.41).

FIGURA 8: FUERZA SÍSMICA DE IZQUIERDA A DERECHA.



Fuente: (Diseño de estructuras porticadas de concreto armado, 2011, p.41)

En este caso se ejó de rotación es el eje 1-1 y como en este caso la base es menor que la altura el momento de inercia es mayor" (Delgado, 2011, p.41).

2.2.3.4. ESTRUCTURACIÓN DE MUROS O PLACAS

Blanco (1994) afirma:

Son paredes de concreto armado que dada su mayor dimensión en una dirección, muy superior a su ancho, proporcionan gran rigidez lateral y resistencia en esa dirección. Algunos autores definen a los muros como columnas de sección transversal muy alargada, destacando el hecho que en realidad una columna y una placa reciben los mismos esfuerzos, ya que ambos cargan las vigas y las losas y reciben momentos de estas... La rigidez lateral que proporcionan los muros o placas, superior a la que puede proporcionar un pórtico formado por columnas y vigas, hace que en la actualidad, con una conciencia más clara hacia el diseño sismo resistente, se use en casi todo tipo de edificaciones. (p.32)

2.2.3.5. ESTRUCTURACIÓN DE OTROS ELEMENTOS

Cabe resaltar la estructuración de esta edificación, como son: la caja de ascensor, las escaleras. En este caso la caja de ascensor está ubicado desde el primer hasta el noveno nivel de la edificación.

2.2.4. PREDIMENSIONAMIENTO

2.2.4.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS

1. Losas aligeradas

Blanco (1994) define:

El peralte de las losas aligeradas podrá ser dimensiones considerado los siguientes criterios:

h = 17 cm Luces menores de 4.00 m

h = 20 cm Luces comprendidos de 4.00 y 5.50 m

h = 25 cm Luces comprendidas entre 5.00 y 6.50 m

h = 30 cm Luces comprendidas entre 6.00 y 7.50 m

Se debe entender que h expresa la altura o espesor total de la losa aligerada y por tanto incluye los 5 cm. (p.36)

Delgado (2011) Afirma:

El predimensionamiento de losas aligeradas: El espesor de la losa estará en función entre los apoyos. Si la losa es aligerada las viguetas se armarán en la dirección en que la separación entre apoyos sea menor. Según el reglamento de Concreto Armado el espesor de la losa será $L_n/25$ donde L_n es la luz libre entre ejes. (p.49)

$$h = \frac{L_n}{25} \quad (6)$$

2. LOSAS NERVADAS

“A que están constituidas por una serie de nervios longitudinales donde va alojada la armadura resistente, separados por materiales alivianados, de las cuales, el de utilización es más frecuente es el ladrillo hueco” (Perles, 2009, p.167).

- a) La capa de compresión, espesor mínimo:

$$e \geq \frac{L_n}{10} \geq 10\text{cm} \quad (7)$$

FIGURA 9: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA SUPERIOR DE LOSAS NERVADAS.



Fuente: (Hormigón armado, 2009, p.49)

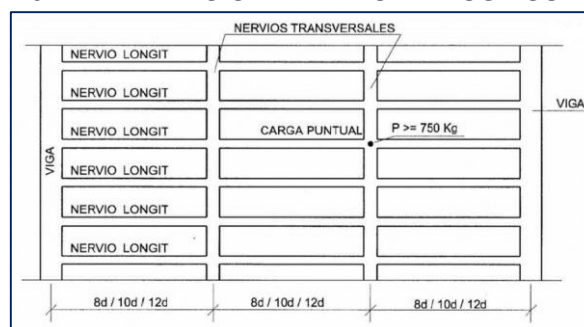
- b) Nervios: ancho mínimo 10 cm.
c) Armadura transversal de distribución: $\phi 6$ c/33 cm.
d) Sobrecarga máxima $p = 500 \text{ kg/m}^2$.
e) Cuando hay cargas concentradas de valores de $P \geq 7.50 \text{ kn}$ debe colocarse un nervio transversal de distribución.
f) Se colocará nervios transversales en los siguientes casos:

TABLA 1: CUADRO DE COLOCACIÓN DE NERVIO TRANSVERSAL

Separación entre nervios sobrecargas	$L_n < \frac{L}{8}$	$L_n < \frac{L}{8}$
$P > 275 \text{ kg/m}^2$	Cada 10 d	Cada 8 d
$P < 275 \text{ Kg/m}^2$	No va	Cada 12 d

Fuente: (Hormigón armado, 2009, p.49)

FIGURA 10: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA SUPERIOR



Fuente: (Hormigón armado, 2009, p.49)

Losas nervadas simples: dimensionado, se trata de una losa correspondiente:

$$h_{\min} = \frac{L}{35} \quad (7)$$

Losas nervadas Cruzadas: dimensionado, se trata de una losa correspondiente. (Perles, 2009).

$$h_{\min} = 0.80 \times \frac{L}{35} \quad (8)$$

3. Losas macizas

Blanco (1994) afirma:

Las macizas pueden ser dimensionadas en forma aproximada considerando espesores menores en 5 cm a los indicados para losas aligeradas; así se podrá tener:

$h = 12$ ó 13 cm. Luces menores o iguales a 4.00 m

$h = 15$ cm. Luces menores o iguales a 5.50 m

$h = 20$ cm. Luces menores o iguales a 6.50 m

$h = 25$ cm. Luces menores o iguales a 7.50 m

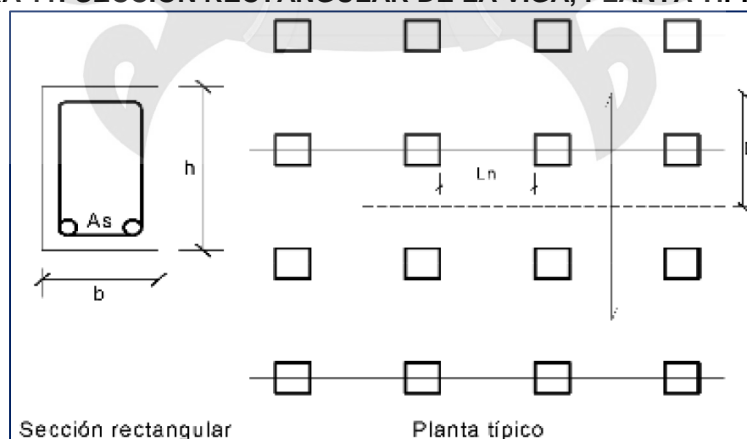
Estas dimensiones pueden disminuir si se consideran losas armadas en dos direcciones. (p.38)

2.2.4.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

1. Vigas peraltadas.

Tomar en cuenta los siguientes detalles:

FIGURA 11: SECCIÓN RECTANGULAR DE LA VIGA, PLANTA TÍPICA.



Fuente: (Concreto armado, 2006, p.86)

Se expresa la siguiente ecuación para el momento flector ultimo

$$M_u = \frac{(W_u + B) \times L_n^2}{\alpha} \quad (9.1)$$

Dónde:

W_u = Carga por unidad de área.

L_n = Longitud libre.

B = Dimensión transversal tributario. (Ancho tributario).

α = Coeficiente de momentos, (dependiendo de la ubicación de la sección y de las restricciones en el apoyo de acuerdo al momento de los coeficientes de ACI).

"La norma ACI 318-99 nos dice que el acero en tracción es solo para la sección rectangular, para lo cual se tiene:" (Morales, 2006, p.86).

$$\frac{M_u}{\phi} = f'_c \times b \times d^2 \times w \times (1 - 0.59 \times w) \quad (9.2)$$

Donde:

$$w = \frac{\rho \times f_y}{f'_c} \quad (9.3)$$

De las expresiones (1) y (2):

$$\frac{(M_u B) L_n^2}{\alpha \phi} = f'_c \times b \times d^2 \times w \times (1 - 0.59 \times w) \quad (9.4)$$

De donde:

$$d = L_n \sqrt{\frac{W_u B}{\alpha \phi f'_c \times b \times w \times (1 - 0.59 \times w)}} \quad (9.5)$$

Por consiguiente asumimos:

α	=	16
f'_c	=	210 kg/cm ²
ϕ	=	0.9
ρ	=	0.007 (0.7%)
w	=	f_y / f'_c
d	=	$h / 1.1$
b	=	$B / 20$
f_y	=	4200 kg/cm ²

Donde los valores son:

$$h = \frac{Ln}{4.01 \sqrt{Wu}} \quad (9.6)$$

Finalmente tenemos:

TABLA 2: FACTOR DE COEFICIENTE DE PREDIMENSIONAMIENTO DE ALTURA DE LA VIGA.

S/C	∞
200	13
250	12
500	11
750	10
1000	9

Fuente: Hormigón armado, 2006.

$$h = \frac{Ln}{\infty} = \frac{Ln}{\beta} \quad (9.7)$$

Donde:

B= Ancho Tributario.

b= Base de la Viga.

Delgado (2011) afirma:

Para dimensionar las vigas perimetrales se considera:

$$W = P.P. + P.Acab + P.Tab + S / C$$

$$Pm = \gamma m \times em \times hm$$

$$Badicional = \frac{Pm \left(\frac{kg}{m} \right)}{W \left(\frac{kg}{m^2} \right)} \quad (9.8)$$

$$b = \frac{B + Badic.}{20}$$

Dónde:

P.P. = Peso propio de aligerado.

P. Acab. = Peso de acabado.

P.Tab. = Peso de tabiquería.

S/C = Sobrecarga.

Pm = Peso de muro.

γm = Peso específico de muro de albañilería.

E_m = Espesor de muro.

H_m = Altura de muro.

$B_{adi.}$ = Ancho tributario adicional de muro.

La definición para vigas secundarias se considera lo siguiente: $B = 100$ cm, ancho tributarios de ambos lados se considera 200 cm. (p.55)

2. Vigas chatas

“Los criterios a tomar en cuenta en cuantías para el momento actuante M_u es el mismo para dos juegos diferentes de dimensiones de viga $b \times h$ y $b_o \times h_o$ ” (Morales, 2006, p.87).

$$M_u = M_{uo}$$

$$M_u = \phi \times f'_c \times b \times d^2 \times w(1 - 0.59w) = \phi \times f'_c \times b_o \times d_o^2 \times w(1 - 0.59w) \quad (10)$$

Donde:

$$b \times d^2 = b_o \times d_o^2 \quad (11)$$

“se puede intercambiar los peraltes efectivos “d” por su altitud h.” (Morales, 2006, p.87).

$$b \times h^3 = b_o \times h_o^3 \quad (12)$$

3. Vigas voladas

Para predimensionar el voladizo de la viga se considera

$$b = \frac{B}{20} \quad (13)$$

$$h = 1.4 \times \frac{L_n}{\beta} = 1.4 \times \frac{2 \times L_v}{\beta} \quad (14)$$

2.2.4.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

“Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, donde la rigidez lateral y la resistencia van a estar principalmente controlada por los muros, se recomiendan las siguientes dimensiones” (Blanco, 1994, p.41).

a) Para columnas centrales:

$$Ac = \frac{P_{(Servicio)}}{0.45 f'c} \quad (15)$$

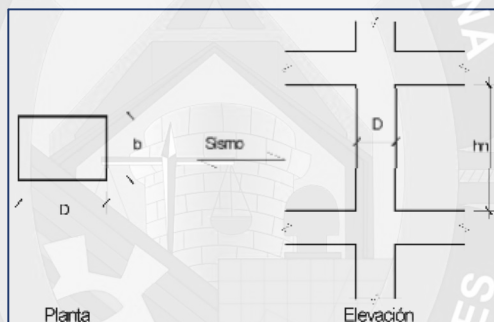
b) Para columnas exteriores o esquineras:

$$Ac = \frac{P_{(Servicio)}}{0.35 f'c} \quad (16)$$

Morales (2006) sostiene:

Según la discusión de investigación en Japón debido al sismo de TOKACHI 1968, donde colapsaron muchas columnas por fuerzas cortantes. Deficiencia en el anclaje del acero en las vigas. Deficiencia en los empalmes del acero en las columnas. Por el aplastamiento y refuerzo de vigas hacia columna, de los resultados se tienen... Que considera las siguientes denotaciones:

FIGURA 12: DETALLE DE COLUMNA Y ELEVACIÓN



Fuente: (Diseño en concreto armado, 2006, p.88)

Fallarán de manera frágil por esfuerzo cortante, columna extremadamente corta no se admiten en zonas de alto riesgo. (p.88)

$$Si = \frac{hn}{D} \leq 2 \quad (19)$$

Falla frágil o falla dúctil.

$$Si \ 2 = \frac{hn}{D} \leq 4 \quad (20)$$

Falla dúctil.

$$Si = \frac{hn}{D} \geq 4 \quad (21)$$

Se recomienda

$$\frac{hn}{D} \geq 4 \quad (22)$$

Morales (2006) sostiene:

Según ensayos experimentales en Japón

$$n = \frac{P}{f'_c \times b \times D} \quad (23)$$

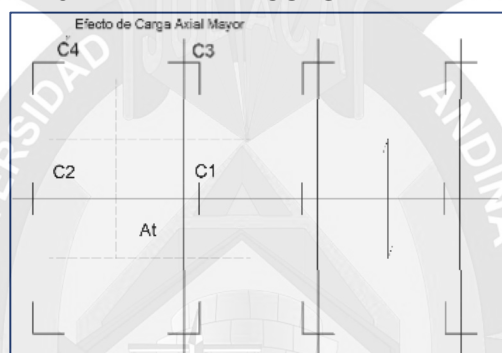
Dónde:

n= Índice de aplastamiento

Si $n > 1/3$ Falla frágil por aplastamiento debido a cargas axiales excesivas

Si $n < 1/3$ Falla dúctil

FIGURA 13: DETALLE DE COLUMNA Y ELEVACIÓN.



Fuente: (Diseño en concreto armado, 2006, p.88).

Dónde:

AT= Área tributario

C1= Columna central

C2= Columna extrema de un pórtico principal interior

C3= Columna extrema de un pórtico secundario interior

C4= Columna en esquina. (p.88)

Las columnas se predimensionan con:

$$n = \frac{P}{f'_c \times b \times D} \quad (25)$$

Dónde:

D= Dimensión de la sección en la dirección del análisis sísmico de la columna.

b= Otra dimensión de la sección de la columna.

P= Carga total que soporta la columna.

n= Valor que depende del tipo de columna y se obtiene de la tabla siguiente.

f'c= Resistencia del concreto a la compresión simple.

Pg= Debido a carga de gravedad.

P= Debido a cargas de sismo.

Tipo C1 para los primeros pisos	Columnas interior N<3 pisos	P=1.10PG N=0.30
Tipo C1 Para los últimos pisos superiores	Columna interior N>4 pisos	P=1.10PG N=0.25
Tipo C2, C3	Columnas extremas de pórticos interiores	P=1.25PG N=0.25
Tipo C4	Columna de esquina	P=1.50PG N=0.20

Fuente: (Diseño en concreto armado, 2006, p.88).

“De la tabla anterior valores de P y n para el predimensionamiento de columnas, P_G es el peso total de cargas de gravedad que soporta la columna... La siguiente Tabla, muestra los coeficientes K para determinar el área de columnas cuadradas para diferentes luces entre ejes, $p_t = 0.02$ ” (Morales, 2006, p.89).

$$A_g = K \times A_t \quad (26)$$

Dónde:

A_g = Sección de la columna.

A_t = Área tributaria acumulada.

TABLA 4: CONSTANTE PARA COLUMNAS.

PISO	LUZ (m)	Área Tributaria por peso (m2)	TIPO DE COLUMNA			
			1	2	3	4
Antepenúltimo	4	16	0.0013	0.0025	0.0022	0.0040
Antepenúltimo	6	36	0.0011	0.0020	0.0018	0.0028
Antepenúltimo	8	64	0.0011	0.0017	0.0015	0.0023
Segundo	4	16	0.0011	0.0014	0.0014	0.0021
Segundo	6	36	0.0012	0.0014	0.0014	0.0015
segundo	8	64	0.0012	0.0014	0.0014	0.0015

Fuente: (Diseño en concreto armado, 2006, p.88).

2.2.4.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Predimensionar las placas considerando los tres efectos, que gobiernan su comportamiento, puede tornarse difícil. Sin embargo, si se tiene en cuenta que su finalidad es proporcionar mayor rigidez lateral, el efecto más crítico será el de absorber casi todo el cortante, en tal sentido será necesario tener un área suficiente para resistir los efectos del cortante.

El área de corte se puede evaluar considerando que “las placas absorberán el 100% de la fuerza cortante” (Blanco, 1994, p.46). Las columnas también absorben la fuerza cortante, es por eso que para el predimensionamiento de placas se considerara la sección de la columna. La norma E-060 nos dan una

expresión para calcular el máximo cortante que pueda resistir el concreto, así tenemos:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b x d \dots\dots\dots(27.1)$$

El concreto absorberá todo el cortante es decir

$$V \leq \phi_x V_c \dots\dots\dots(27.2)$$

En la ecuación (1.00) reemplazamos la longitud y espesor del muro y está igualando a (2.00) tenemos:

$$V \leq \phi 0.53\sqrt{f'_c} x L_x t \dots\dots\dots(27.3)$$

Donde:

$\phi = 0.85$ (Factor de reducción por resistencia).

L, t = Longitud y espesor de muro.

V = Fuerza cortante total en la base.

$$V = \frac{ZUSC}{R_d} P \dots\dots\dots(27.4)$$

2.2.4.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS

Morales (2006) sostiene:

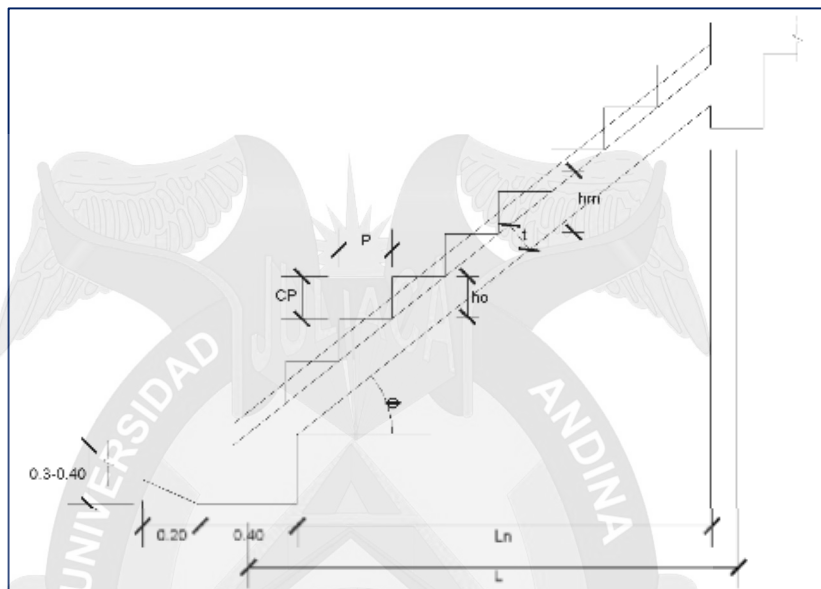
El refuerzo mínimo vertical y horizontal debe cumplir con las disposiciones de 14.3, E-60, a menos que se requiera una cantidad mayor por cortante de acuerdo con 11.10 E 60... La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002. La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015... Los muros con un espesor mayor que 200 mm, excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro... El refuerzo vertical y el horizontal no debe estar espaciado a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm... El refuerzo vertical distribuido no necesita estar confinado por estribos a menos que su cuantía exceda de 0.01 del área total de concreto o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión... Espesor mínimo de muros diseñados por el método empírico de diseño. El espesor de los muros de carga no debe ser menor de 1/25 de la altura entre elementos que le proporcionen apoyo lateral o de la longitud del muro, la que sea menor, ni tampoco debe ser menor que 100 mm... El espesor de los muros exteriores de sótanos y cimentaciones no debe ser menor que 200 mm. (p.213)

2.2.4.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS

Morales (2006) afirma:

El predimensionamiento de la escalera:

FIGURA 14: DISEÑO DE ESCALERA.



Fuente: Concreto armado, 2010.

$$t = \frac{Ln}{25} = \frac{Ln}{20} \quad (28)$$

$$h_m = h_o + \frac{CP}{2} - \frac{t}{\cos \theta} + \frac{CP}{2} \quad (29)$$

$$\theta = \arctan + \frac{CP}{P} \quad (30)$$

$$\cos \theta = \frac{P}{\sqrt{P^2 + CP^2}} \quad (31)$$

Dónde:

t= Espesor de la escalera

P= Paso

CP= Contrapaso. (p.43)

2.2.5. TIPOS DE CARGAS

“En general, las cargas que pueden actuar en un edificio clasifican en los siguientes tipos: cargas estáticas, cargas dinámicas y otras solicitaciones. Estas cargas se definen de la siguiente manera” (San Bartolomé, 1998, p.2).

San Bartolomé (1998) afirma:

Son aquellas que se aplican lentamente sobre la estructura, lo cual hace que se originen esfuerzos y deformaciones que alcanzan sus valores máximos en conjunto con la carga máxima. Prácticamente, estas solicitaciones no producen vibraciones en la estructura, ya su vez clasifican en. (p.2)

Cargas permanentes o muertas

“Son cargas gravitacionales que actúan durante la vida útil de la estructura, como por ejemplo:... Peso propio de la estructura, Peso de los elementos añadidos a la estructura, acabados, tabiques, maquinarias para ascensores. Cualquier otro dispositivo de servicio que quede fijo en la estructura” (San Bartolomé, 1998, p.2).

Cargas viva o sobrecarga

“Son cargas gravitacionales de carácter movable, que podrían actuar en forma esporádica sobre los ambientes del edificio. Entre estas solicitaciones se tiene:... Peso de los ocupantes, muebles, nieve, agua, equipos removibles, puente grúa, etc. Las magnitudes de estas cargas dependen del uso al cual se destinen los ambientes” (San Bartolomé, 1998, p.2).

2.2.5.2. CARGAS DINÁMICAS

San Bartolomé (1998) sostiene:

Son aquellas cuya magnitud, dirección y sentido varían rápidamente con el tiempo, por lo que los esfuerzos y desplazamientos que originan sobre la estructura, también cambian con el tiempo; cabe indicar que el instante en que ocurre la máxima respuesta estructural, no necesariamente coincide con el de la máxima solicitación. (p.2) estas cargas se clasifican en:

1. VIBRACIONES CAUSADAS POR MAQUINARIAS

“Cuando las máquinas vibratorias no han sido aisladas de la estructura principal, sus vibraciones pueden afectar tanto a la estructura que las soporta como a las estructuras vecinas” (San Bartolomé, 1998, p.2).

2. VIENTO

"El viento es un fluido en movimiento; sin embargo, para simplificar el diseño, se supone que actúa como una carga estática sobre las estructuras convencionales" (San Bartolomé, 1998, p.3).

3. SISMOS

"Las ondas sísmicas generan aceleraciones en las masas de la estructura, son fuerzas de inercia que varían a lo largo del tiempo; sin embargo, las estructuras convencionales pueden ser analizadas empleando cargas estáticas equivalentes a las producidas por el sismo" (San Bartolomé, 1998, p.3).

4. CARGAS IMPULSIVAS

"Son aquellas que tienen corta duración dt , por ejemplo: las explosiones. Después que está solicitación culmina, se produce el movimiento en vibración libre de la estructura" (San Bartolomé, 1998, p.4).

2.2.6. METRADO DE CARGAS

2.2.6.1. CARGAS PERMANENTES O MUERTAS

A.C.I. (2008) afirma:

TABLA 5: PESOS UNITARIOS

MATERIALES	PESOKN/m ³ (Kg/m ³)
Aislamientos de:	
Corcho	2,0 (200)
Fibra de vidrio	3,0 (300)
Fibrocemento	6,0 (600)
Poliuretano y poliestireno	2,0 (200)
Albañilería de:	
Adobe	16,0 (1600)
Unidades de arcilla cocida sólidas	18,0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13,5 (1350)
Concreto Simple de:	
Cascote de ladrillo	18,0 (1800)
Grava	23,0 (2300)
Pómez	16,0 (1600)
Concreto Armado	Añadir 1,0 (100) al peso del concreto simple.
Enlucido o Revoque de:	
Mortero de cemento	20,0 (2000)
Mortero de cal y cemento	18,5 (1850)
Mortero de cal	17,0 (1700)
Yeso	10,0 (1000)

Fuente: (RNE E 020 anexo 1, Pesos Unitarios, 2016, p.7)

1. METRADO DE LOSA ALIGERADA

La Norma Peruana de las siguientes cargas de losa aligerada.

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de Concreto Armado		
Con vigueta 0,10 m de ancho y 0,40 m entre ejes.		
Espesor del aligerado (m)	Espesor de losa superior en metros	Peso propio kPa (kgf/m ²)
0,17	0,05	2,8 (280)
0,20	0,05	3,0 (300)
0,25	0,05	3,5 (350)
0,30	0,05	4,2 (420)

Fuente: (RNE E 020, 2016, p.7)

2. ACABADOS Y COBERTURAS

San Bartolomé (1998) sostiene:

Las siguientes cargas de peso propio (para acabados y coberturas convencionales) se proporcionan en kilogramos por metro cuadrado de área en planta. Acabados (con falso piso): 20 kg/m² por centímetro de espesor (usualmente 5 cm) Cobertura con Teja Artesanal: 160 kg/m² Pastelero asentado con barro: 100 kg/m² Plancha de asbesto-cemento: 2.5 kg/m² por milímetro de espesor. (p.4)

3. METRADO DE MUROS Y TABIQUES

"Se considerará el peso de todos los tabiques, usando los pesos reales en las ubicaciones que indican los planos. Cuando exista tabiquería móvil, se aplicará lo indicado" (E.020, 2006, p.1).

4. BARANDAS Y PARAPETOS

"Las barandas y parapetos se diseñarán para las fuerzas indicadas en la NTE E 030 Diseño Sismoresistente, las cargas de viento cuando sean aplicables y las que se indican a continuación... Las barandas y parapetos serán diseñados para resistir la aplicación simultánea o no de las fuerzas indicadas en la Tabla 2, ambas aplicadas en su parte superior, tomándose la combinación más desfavorable... En ningún caso, la fuerza horizontal y la fuerza vertical total serán menores que 1.0 kn (100 kgf)" (E.020, 2006, p.3).

BARANDAS Y PARAPETOS.

TABLA 2

Barandas y Parapetos	Carga Horizontal kN/m (kgf/m)	Carga Vertical kN/m (kgf/m)
Pozo para escaleras, balcones y techos en general	0,60 (60)	0,60 (60)
Viviendas unifamiliares	0,30 (30)	0,30 (30)
Balcones de teatros y lugares de asamblea	0,75 (75)	1,50 (150)

Fuente: (RNE E 020 Peso de cargas, 2006, p.3)

“Cuando las barandas y parapetos soporten equipos o instalaciones se tomarán en cuenta las cargas adicionales que éstos impongan... Las barandas, parapetos o topes que se usan en zonas de estacionamiento para resistir el impacto de los vehículos de pasajeros en movimiento serán diseñados para soportar una carga horizontal de 5.0 kn (500 kgf) por metro lineal, aplicada por lo menos a 0.60 m encima de la pista; pero en ningún caso la carga total será inferior a 15.0 kn (1500 kgf)” (E.020-RNE, 2006, p.3).

5. PRESIONES DE TIERRA

E-020 (2006) contempla:

Todo muro de contención será diseñado para resistir, en adición a las cargas verticales que actúan sobre él, la presión lateral del suelo y sobrecargas, más la presión hidrostática correspondiente al máximo nivel freático probable... Se considerarán las subpresiones causadas por la presión hidrostática... Para el cálculo de la magnitud y ubicación de las presiones laterales del suelo se podrá emplear cualquiera de los métodos aceptados en la Mecánica de Suelos... Cuando la presión lateral del suelo se opone a la acción estructural de otras fuerzas (ej. Cisternas enterradas), no se tomará en cuenta en esta combinación de cargas, pero sí se debe considerar su acción en el diseño. (p.3)

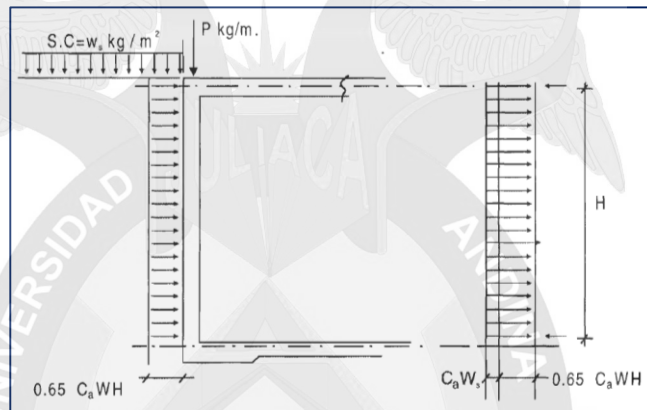
6. MUROS DE SÓTANO

Harmsen (2002) afirma:

Los muros de sótano son muros que se diseñan para resistir el empuje del suelo y en ocasiones, para las cargas verticales que le llegan de la super-estructura. Tienen apoyo tanto en la parte superior como en la inferior. De acuerdo a la relación entre las rigideces de los elementos que le sirven de apoyo y el muro de sótano, éste puede considerarse simplemente apoyado o

empotrado. Si el muro recibe cargas verticales, trabaja a flexo compresión y se le analiza bajo esta sollicitación. Se debe tener cuidado porque algunos muros de sótano no están apoyados en losas y se les debe proveer de un apoyo superior, o en su defecto, se les debe diseñar como muros en voladizo. Del mismo modo, durante el proceso constructivo, el muro se debe apuntalar hasta que la losa sea vaciada, o en su defecto, el relleno se debe colocar sólo después que ésta ha sido vaciada. Si no se toma estas precauciones, el elemento se someterá a cargas que no han sido consideradas en el diseño. (p.378)

FIGURA 15: MURO DE SÓTANO.



Fuente: (Diseño de estructuras de concreto armado, 2002, p.378)

“El espesor mínimo del muro es 20 cm. en terrenos secos y 30 cm. en terrenos húmedos. Si hay cimentaciones vecinas altas el empuje en el muro se incrementa, del mismo modo que si se presenta sobrecarga en el terreno adyacente a él. Si hay presencia de agua subterránea, el empuje adicional debe considerarse en el diseño” (Harmsen, 2002, p.379).

2.2.6.2. CARGA VIVA O SOBRECARGA

Según el RNE, Norma Peruana expresa lo siguiente:

1. CARGA VIVA MÍNIMA REPARTIDA

“Se usará como mínimo los valores que se establecen en la Tabla para los diferentes tipos de ocupación o uso, valores que incluyen un margen para condiciones ordinarias de impacto. Su conformidad se verificará de acuerdo a las disposiciones en Artículo 6 (6.4).” (E.020, 2006, p.2).

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)		
Almacenaje	5,0 (500) Ver 6.4	Corredores y escaleras	4,0 (400)
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3,0 (300)	Industria	Ver 6.4
Bibliotecas	Ver 6.4	Instituciones Penales	
Salas de lectura	3,0 (300)	Celdas y zona de habitación	2,0 (200)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7,5 (750)	Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Corredores y escaleras	4,0 (400)
Centros de Educación		Lugares de Asamblea	
Aulas	2,5 (250)	Con asientos fijos	3,0 (300)
Talleres	3,5 (350) Ver 6.4	Con asientos móviles	4,0 (400)
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asamblea	Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4,0 (400)
Laboratorios	3,0 (300) Ver 6.4	Graderías y tribunas	5,0 (500)
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Corredores y escaleras	5,0 (500)
Garajes		Oficinas (*)	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2,40 m	2,5 (250)	Exceptuando salas de archivo y computación	2,5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3	Salas de archivo	5,0 (500)
Hospitales		Salas de computación	2,5 (250) Ver 6.4
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3,0 (300)	Corredores y escaleras	4,0 (400)
Cuartos	2,0 (200)	Teatros	
Corredores y escaleras	4,0 (400)	Vestidores	2,0 (200)
Hoteles		Cuarto de proyección	3,0 (300) Ver 6.4
Cuartos	2,0 (200)	Escenario	7,5 (750)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea	Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5,0 (500)	Tiendas	5,0 (500) Ver 6.4
		Corredores y escaleras	5,0 (500)
		Viviendas	2,0 (200)
		Corredores y escaleras	2,0 (200)

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil

Fuente: (RNE E 020 Cargas vivas mínimas repartidas, 2006, p.2)

2. TABIQUERÍA MÓVIL

E.020 (2006) afirma:

El peso de los tabiques móviles se incluirá como carga viva equivalente uniformemente repartida por metro cuadrado, con un mínimo de 0.50 kPa (50 kgf/m²), para divisiones livianas móviles de media altura y de 1.0 kPa (100 kgf/m²) para divisiones livianas móviles de altura completa. Cuando en el diseño se contemple tabiquerías móviles, deberá colocarse una nota al respecto, tanto en los planos de arquitectura como en los de estructuras (p.2).

2.2.6.3. CARGA VIVA DEL TECHO

E.020 (2006) afirma:

Se diseñarán los techos y las marquesinas tomando en cuenta las cargas vivas, la de sismo, viento y otras prescritas a continuación.

Carga viva.- Las cargas vivas mínimas serán las siguientes:

- Para los techos con una inclinación hasta de 3° con respecto a la horizontal, 1.0 kPa (100 kgf/m²).
- Para techos con inclinación mayor de 3°, con respecto a la horizontal 1.0 kPa (100 kgf/m²) reducida en 0.05 kPa (5 kgf/m²), por cada grado de pendiente por encima de 3°, hasta un mínimo de 0.50 kPa (50 kgf/m²). (p.2)

2.2.7. ANÁLISIS SÍSMICO

E.030 (2016) afirma:

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- Evitar pérdidas de vidas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad. (p.4)

2.2.7.1. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

- GENERALIDADES**

“Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación” (E.030, 2016, p.4).

- FUERZA CORTANTE EN LA BASE**

“La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:” (E.030, 2016, p.11).

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (32)$$

“El valor de C/R no deberá considerarse menor que:” (E.030-RNE, 2016, p.11).

$$\frac{C}{R} \geq 0,125 \quad (33)$$

- DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA**

“Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:” (E.030, 2016, p.11).

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (34)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (35)$$

“Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:... Para T menor o

igual a 0,5 segundos. $R = 1,0$. Para T mayor que 0,5 segundos. $R = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$." (E.030, 2016, p.11).

• PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

"El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:" (E.030, 2016, p.11).

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (36)$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muros de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- a) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- b) Pórticos de acero arriostrados.

$C_T = 60$ Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

"Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:" (E.030, 2016, p.11).

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2 \right)}{\left(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i \right)}} \quad (37)$$

Donde:

- f_i es la fuerza lateral en el nivel i correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

- d_i es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel i en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas f_i . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

“Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental T deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente” (E.030, 2016, p.11).

- **EXCENRICIDAD ACCIDENTAL**

“Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel (F_i) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación... En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como:” (E.030, 2016, p.12).

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

“Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel (e_i), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis... Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones” (E.030, 2016, p.12).

- **FUERZAS SÍSMICAS VERTICALES**

“La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a $2/3 Z \cdot U \cdot S$ En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en el numeral 4.6.2.” (E.030, 2016, p.12).

2.2.7.2. ANÁLISIS SÍSMICO DINAMICO

“Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral” (E.030, 2016, p.12).

• MODOS DE VIBRACIÓN

“Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas... En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis” (E.030, 2016, p.12).

• ACELERACIÓN ESPECTRAL

“Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudoaceleraciones definido por:” (E.030, 2016, p.12).

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (38)$$

“Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales” (E.030, 2016, p.12).

• CRITERIOS DE COMBINACIÓN

“Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada (r) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso... La respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (ri) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo” (E.030, 2016, p.12).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (39)$$

“Donde r representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:”

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (40)$$

" β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05 ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i , j ... Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión" (E.030, 2016, p.12).

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (41)$$

- **FUERZA CORTANTE MÍNIMA**

E.030 (2016) afirma:

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado según el numeral 4.5 para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares... Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos. (p.12)

- **EXCENRICIDAD ACCIDENTAL (EFECTOS DE TORSIÓN)**

E.030 (2016) afirma:

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable. (p.12)

2.2.7.3. ANÁLISIS DINÁMICO TIEMPO-HISTORIA

E.030 (2016) define:

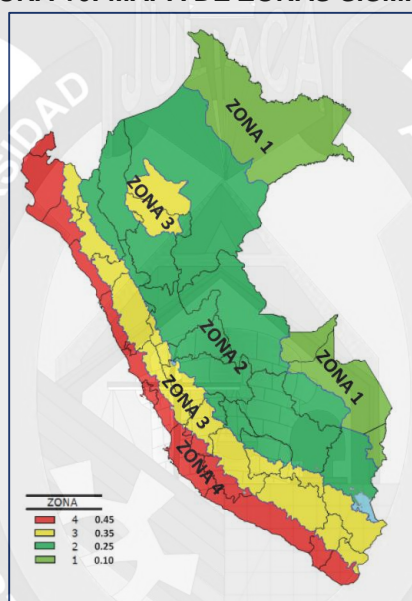
El análisis dinámico tiempo-historia podrá emplearse como un procedimiento complementario a los especificados en los numerales 4.5 y 4.6... En este tipo de análisis deberá utilizarse un modelo matemático de la estructura que considere directamente el comportamiento histerético de los elementos, determinándose la respuesta frente a un conjunto de aceleraciones del terreno mediante integración directa de las ecuaciones de equilibrio. (p.12)

2.2.8.1. ZONIFICACIÓN

E.030 (2016) afirma:

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 16. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica. El Anexo N° 1 contiene el listado de las provincias y distritos que corresponden a cada zona. (p.12)

FIGURA 16: MAPA DE ZONAS SÍSMICAS.



Fuente: (RNE E 030 Figura N° 1, 2016, p.5)

“Cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años” (E.030, 2016, p.12).

TABLA 9: CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS.

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: (RNE E 030 tabla 1, factores de zona sísmica, 2016, p.5)

2.2.3.2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

a. PERFIL TIPO S_0 : ROCA DURA

E.030 (2016) define:

A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte \bar{V}_s mayor que 1500 m/s. Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de \bar{V}_s . (p.6)

b. PERFIL TIPO S_1 : ROCA O SUELOS MUY RÍGIDOS

E.030 (2016) define:

A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte V_s , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada q_u mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm²).
- Arena muy densa o grava arenosa densa, con \bar{N}_{60} mayor que 50.
- Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{s}_u mayor que 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad. (p.6)

c. PERFIL TIPO S_2 : SUELOS INTERMEDIOS

E.030 (2016) define:

A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{N}_{60} , entre 15 y 50.
- Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{s}_u , entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad. (p.6)

d. PERFIL TIPO S_3 : SUELOS BLANDOS

E.030 (2016) afirma:

Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

- Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT \bar{N}_{60} menor que 15.
- Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u , entre 25 kPa (0,25 kg/cm²) y 50 kPa (0,5 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- Cualquier perfil que no correspondan al tipo S₄ y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad ω mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada \bar{S}_u menor que 25 kPa. (p.6)

e. PERFIL TIPO S₄ : CONDICIONES EXCEPCIONALES

E.030 (2016) afirma:

A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específico para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S₄ cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La Tabla N° 2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo. (p.6)

TABLA 10: CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO.

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 1500 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: (RNE E 030 tabla 2, 2016, p.6)

2.2.8.3. PARAMETROS DE SITIO

“Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_p y T_L dados en las Tablas N° 3 y N° 4” (E.030, 2016, p.7).

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: (RNE E 030 tabla 3, 2016, p.7).

TABLA 12: PERÍODOS.

Tabla N° 4 Periodos "T _p " Y "T _L "				
	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: (RNE E 030 tabla 4, 2016, p.7).

2.2.8.4. FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SISMICA

"De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:" (E.030, 2016, p.7).

$$T < T_p \quad C = 2,5 \quad (42)$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right) \quad (43)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (44)$$

"T es el período de acuerdo al numeral 4.5.4, concordado con el numeral 4.6.1... Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo" (E.030, 2016, p.7).

2.2.8.5. CATEGORÍA, SISTEMA ESTRUCTURAL Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES

1. CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO (U)

"Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con

aislamiento sísmico en la base se podrá considerar $\alpha = 1$ (E.030, 2016, p.7).

TABLA 13: CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR DE USO "U"

Tabla N° 5 CATEGORÍAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.	1,5
	Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y Universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y Depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	
	B Edificaciones Importantes Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.	1,3
C Edificaciones Comunes	También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento. Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales Cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: (RNE E 030 tabla 5, 2016, p.7)

2. SISTEMAS ESTRUCTURALES

E.030 (2016) define:

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sísmoresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 Disposiciones especiales para el diseño sísmico de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE... Pórticos. Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez... Muros Estructurales. Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base... Dual. Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está

entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base... Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL). Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa... Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos. (p.8)

3. CATEGORÍA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES.

"De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10" (E.030, 2016, p.8).

TABLA 14: CATEGORÍA Y SISTEMAS ESTRUCTURALES.

Tabla N° 6		
CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2(*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: (RNE E 030 tabla 6, 2016, p.9)

4. SISTEMAS ESTRUCTURALES Y COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS (R_0).

E.030 (2016) define:

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la Tabla N° 7. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se tomará el menor coeficiente R_0 que corresponda. (p.9)

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente Básico de Reducción R_2 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: (RNE E 030 tabla 6, 2016, p.9)

5. REGULARIDAD ESTRUCTURAL

E.030 (2016) define:

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los fines siguientes:

- Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

Estructuras Regulares son las que en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

“En estos casos, el factor I_a o I_p será igual a 1,0.

Estructuras Irregulares son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9. (p.9).

6. FACTORES DE IRREGULARIDAD

E.030 (2016) define:

El factor I_a se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 8 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis... El factor I_p se determinará como el menor de los valores de la Tabla N° 9 correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis... Si al aplicar las Tablas N° 8 y 9 se obtuvieran valores distintos de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones. (p.9)

Tabla N° 8
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

	Factor de Irregularidad I_r
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,75
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.	0,50
Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.	
Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.	0,90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.	0,80
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.	0,60

Tabla N° 9
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

	Factor de Irregularidad I_p
Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,75
Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{CM}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{CM}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.	0,60
Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.	0,90
Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.	0,85
Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.	0,90

Fuente: (RNE E 030 tabla 8 y 9, 2016, p.10)

7. RESTRICCIONES DE IRREGULARIDAD

- CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN E IRREGULARIDAD**

“De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10” (E.030-RNE, 2016, p.10).

TABLA 17: CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES.

Tabla N° 10 CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: RNE E 030 tabla 10, 2016.

- SISTEMAS DE TRANSFERENCIA**

E.030 (2016) define:

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior... En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones. (p.10)

8. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS, R

E.030 (2016) define:

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente R_0 determinado a partir de la Tabla N° 7 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9. (p.10)

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

9. SISTEMAS DE AISLAMIENTO SÍSMICO Y SISTEMAS DE DISIPACIÓN DE ENERGÍA

E.030 (2016) define:

Se permite la utilización de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía en la edificación, siempre y cuando se cumplan las disposiciones de esta Norma (mínima fuerza cortante

en la base, distorsión de entrepiso máxima permisible), y en la medida que sean aplicables los requisitos del documento siguiente:

Minimum Design Loads for Building and Other Structures, ASCE/SEI 7-10, Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2010.

“La instalación de sistemas de aislamiento sísmico o de sistemas de disipación de energía deberá someterse a una supervisión técnica especializada a cargo de un ingeniero civil. (p.10)

2.2.9. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.2.9.1. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL ANÁLISIS

E.030 (2016) define:

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño... Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis. (p.10)

2.2.9.2. MODELOS DE ANÁLISIS

E.030 (2016) define:

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura... Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo... Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes... Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas... El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada... los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde... En los edificios cuyos elementos estructurales

predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares muros en H, muros en T y muros en L. (p.10)

2.2.9.3. ESTIMACIÓN DEL PESO (P)

E.030 (2016) define:

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.

En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.

En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.

En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.

En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener. (p.11)

2.2.9.4. PROCEDIMIENTOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

E.030 (2016) define:

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes:

Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (numeral 4.5), análisis dinámico modal espectral (numeral 4.6), el análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas... El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el numeral 4.7, podrá usarse con fines de verificación, pero en ningún caso será exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los numerales 4.5 y 4.6. (p.11).

2.2.10. REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

2.2.10.1. DETERMINACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

E.030 (2016) define:

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75 R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico... Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el numeral 4.5.2 ni el cortante mínimo en la base especificado en el numeral 4.6.4. (p.13).

2.2.10.2. DESPLAZAMIENTOS LATERALES RELATIVOS

"El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el numeral 5.1, no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que se indica en la Tabla N° 11" (E.030, 2016, p.13).

Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: (RNE E 030 tabla 10, 2016, p.13)

“Nota: Los límites de la distorsión (deriva) para estructuras de uso industrial serán establecidos por el proyectista, pero en ningún caso excederán el doble de los valores de esta Tabla” (E.030, 2016, p.13).

2.2.10.3. SEPARACIÓN ENTRE EDIFICIOS (S)

E.030 (2016) define:

Toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico... Esta distancia no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor que:

$$s = 0,006 h \geq 0,03 \text{ m} \quad (45)$$

Donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar s ... El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores de $2/3$ del desplazamiento máximo calculado según el numeral 5.1 ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria... En caso de que no exista la junta sísmica reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina. (p.13)

2.2.10.4. REDUNDANCIA

“Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza” (E.030, 2016, p.13).

2.2.10.5. VERIFICACIÓN DE RESISTENCIA ULTIMA

“En caso se realice un análisis de la resistencia última se podrá utilizar las especificaciones del ASCE/SEI 41 SEISMIC REHABILITATION OF EXISTING BUILDINGS” (E.030, 2016, p.13).

2.2.11. ANÁLISIS DE EDIFICIOS

2.2.11.1. MODELO PARA ANÁLISIS DE EDIFICIOS

ICG (2009) define:

El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura... Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación... En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes... Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas... Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde. (p.24)

2.2.11.2. PESO DE LA EDIFICACION

E.030 (2016) define:

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.

En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.

En depósitos, el 80%del peso total que es posible almacenar.

En azoteas y techos en general se tomará el 25%de la carga viva.

En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100%de la carga que puede contener. (p.11)

2.2.11.3. FACTOR DE DESPLAZAMIENTOS LATERALES

ICG (2009) define:

Los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3)

ni el constante mínimo en la base especificado en el Artículo 16 (16.2 a).
(p.52)

2.2.12. RECUBRIMIENTO DE CONCRETO PARA EL REFUERZO

"Concreto construido en sitio (no preesforzado), Debe proporcionarse el siguiente recubrimiento mínimo de concreto al refuerzo, excepto cuando se requieran recubrimientos mayores según 7.7.5.1 ó se requiera protección especial contra el fuego:" (ICG, 2009, p.57).

A.C.I. (2008) afirma:

Concreto contra el suelo y expuesto permanentemente él	70mm
Concreto en contacto con el suelo o la intemperie:	
Barras de 3/4" y mayores	50mm
Barras de 5/8" y menores, mallas electro soldadas	40mm
Concreto no expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo:	
Losas, muros, viguetas:	
Barras de 1 11/16" y 2 1/4"	40mm
Barras de 1 3/8" y menores	20mm
Vigas y columnas:	
Armadura principal, estribos y espirales	40mm
Cáscaras y losas plegadas:	
Barras de 3/4" y mayores	20mm
Barras de 5/8" y menores	15mm
Mallas electro soldadas	15mm.

2.2.13. MÓDULO DE ELASTICIDAD Y MÓDULO DE CORTE

2.2.13.1. CONCRETO

"Para concretos de peso unitario w_c comprendido entre 1450 y 2500 kg/m³, el módulo de elasticidad, E_c , para el concreto puede tomarse como:" (ICG, 2009, p. 112).

$$s = (WC)^{1.5} \times 0.043 \times \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (46)$$

"Para concretos de peso unitario normal ($w_c = 2300$ kg/m³), E_c , puede tomarse como:" (ICG, 2009, p. 113).

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'_c} \text{ (MPa)} \quad (47)$$

$$E_c = 15000 \times \sqrt{f'_c} \text{ (kg / cm}^2\text{)} \quad (48)$$

Pueden usarse otros valores de E_c que estén científicamente respaldados por resultados de laboratorio. En ausencia de resultados experimentales confiables, el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del concreto se podrá suponer igual a:" (ICG, 2009, p.114).

$$G = \frac{E_c}{2.3} \quad (49)$$

$$G = \frac{E_c}{2(\nu+1)} \quad (50)$$

2.2.13.2. ACERO

"El módulo de elasticidad, E_s para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200 000 Mpa" (ICG, 2009, p.122).

2.2.14. REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

ICG (2009) define:

La resistencia requerida para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (51)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de viento (CV_i), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV \pm CV_i) \quad (52)$$

$$U = 0.9CM \pm 1.25CV_i \quad (53)$$

Si en el diseño se tuvieran que considerar cargas de sismo (CS), además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (54)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (55)$$

No será necesario considerar acciones de sismo y de viento simultáneamente.

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto del peso y empuje lateral de los suelos (CE), la presión ejercida por el agua contenida en el suelo o la presión y peso ejercidos por otros materiales, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE \quad (56)$$

En el caso en que la carga muerta o la carga viva reduzcan el efecto del empuje lateral, se usará:

$$U = 0.9CM + 1.7CE \quad (57)$$

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas debidas a peso y presión de líquidos (CL) con densidades bien definidas y alturas máximas controladas, además de lo indicado en 9.2.1, la resistencia requerida será como mínimo. (p.122)

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.4CL \quad (58)$$

ICG (2009) define:

Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de cargas de impacto, éstas deberán incluirse en la carga viva (CV)... Si fuera necesario incluir en el diseño el efecto de las cargas de nieve o granizo, éstas deberán considerarse como cargas vivas (CV)... Si fuera necesario incluir los efectos (CT) de los asentamientos diferenciales, flujo plástico del concreto, retracción restringida del concreto, expansión de concretos con retracción compensada o cambios de temperatura, la resistencia requerida, además de lo indicado en 9.2.1, deberá ser como mínimo. (p.124)

$$U = 1.05CM + 1.25CV + 1.05CT \quad (59)$$

$$U = 1.4CM + 1.4CT \quad (60)$$

2.2.15. FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA DE DISEÑO

ICG (2009) afirma:

El factor de reducción de resistencia, ϕ debe ser el especificado

- Flexión sin carga axial 0.90
- a) Carga axial de tracción con o sin flexión 0.90
- b) Carga axial de compresión con o sin flexión:
 - Elementos con refuerzo en espiral según 10.9.3 0.75
 - Otros elementos 0.70

Para elementos en flexo - compresión ϕ puede incrementarse linealmente hasta 0.90 en la medida que ϕ Pn disminuye desde 0.1 f'c Ag ó, ϕ Pb, el que sea menor, hasta cero.

- Cortante y torsión 0.85
- Aplastamiento en el concreto (excepto para las zonas de anclajes de postensado) 0.70
- Zonas de anclaje de postensado 0.85

- Las secciones en flexión en los elementos pretensados donde la longitud embebida del torón (strand) es menor que la longitud de desarrollo, como se establece en 12.9.1.1:

- a) Desde el extremo del elemento hasta el extremo de la longitud de Transferencia 0.75
- b) Desde el extremo de la longitud de transferencia hasta el extremo de la longitud de desarrollo, puede incrementarse linealmente desde 0.75 hasta 0.90

Donde la adherencia del torón no se extiende hasta el extremo del elemento, se debe asumir que el embebido del torón se inicia en el extremo de la longitud no adherida. (p.114)

2.2.16. CUANTÍAS MÍNIMAS Y MÁXIMAS DE ACEROS

2.2.16.1. ACERO ARMADO POR TRACCIÓN Y TEMPERATURA EN LOSA

“La armadura por retracción y temperatura en losas, deberá proporcionar las siguientes relaciones mínimas de área de la armadura a área de la sección total de concreto, según el tipo de acero de refuerzo que se use” (ICG, 2009, p.117).

- Barras lisas	0.0025
- Barras corrugadas con $f_y < 420$ MPa	0.0020
- Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y \geq 420$ MPa	0.0018

ICG (2009) define:

El refuerzo por contracción y temperatura deberá colocarse con un espaciamiento entre ejes menor o igual a tres veces el espesor de la losa, sin exceder de 400 mm. En losas nervadas en una dirección (aligerados) donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla o concreto, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400 mm... Cuando el acero mínimo se distribuya en las dos caras de la losa, deberá cumplirse que la cuantía de refuerzo en la cara en tracción por flexión no sea menor de 0.0012. El espaciamiento máximo del refuerzo no debe exceder tres veces el espesor ni de 400 mm. (p.118)

2.2.16.2. REFUERZO EN ELEMENTOS SOMETIDOS A FLEXIÓN

ICG (2009) afirma:

En cualquier sección de un elemento estructural excepto en zapatas y losas macizas sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$), donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t} \quad (61)$$

$$f_r = 0.62 \times \sqrt{f'_c} \quad (62)$$

El área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de. (p.120).

$$A_s \min = \frac{0.7 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \quad (63)$$

Define el As mínimo a flexión Equivalencia entre el sistema CGS, el sistema MKS, y el sistema ingles de las ecuaciones no homogéneas del Reglamento". (ACI, 2008, p. 457).

$$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} \times b_w \times d \quad (64)$$

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \times \sqrt{f'_c}}{f_y} \times b_w \times d \quad (65)$$

El As máximo: "Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseables la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones". (ICG, 2009, p. 13).

Cuantías de As máximo:

$$A_{s \max} = 0.50 \times \rho_b \times b_w \times d \quad (66)$$

"Para zona sísmica se tomará como cuantía máxima el valor de:" (ICG, 2009, p. 13).

$$A_{s \max} = 0.75 \times \rho_b \times b_w \times d \quad (67)$$

2.2.16.3. LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN

"La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna" (ICG, 2009, p.163).

2.2.16.4. LÍMITES DEL REFUERZO PARA MUROS

ICG (2009) define:

Las cuantías mínimas de As para columnas son las siguientes:

- (a) La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002.
- (b) La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015.

Los muros con un espesor mayor que 200 mm. Excepto los muros de sótanos, deben tener el refuerzo en cada dirección colocado en dos capas paralelas a las caras del muro.

El refuerzo vertical y el horizontal no debe estar espaciado a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm. (p.164)

2.2.17. DISEÑO ESTRUCTURAL

Morales (2006) sostiene:

Define la estructura debe concebirse como un sistema o conjunto de partes y componentes que se combinan ordenadamente para cumplir una función dada. El proceso de diseño de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se pretende alcanzar y de las

restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es cíclico, se parte de consideraciones generales, que se afirman en aproximaciones sucesivas, a medida que se acumula información sobre el problema... Idealmente el objetivo del diseño de un sistema es la optimización del sistema, es decir la obtención de todas las mejoras soluciones posibles. El lograr una solución óptima absoluta es prácticamente imposible, sin embargo puede ser útil optimizar de acuerdo con determinado criterio, tal como el de peso o costo mínimo; teniendo en cuenta siempre que existan soluciones únicas sino razonables. (p.26)

2.2.17.1. DISEÑO A FLEXIÓN

UNI (2010) define:

Una sección transversal se mantiene plana antes y después de haber sometido el elemento a un sistema de cargas... Las tracciones debidas a la flexión, en cualquier punto, depende directamente de la deformación en dicho punto, es decir, están regidas por el diagrama de Esfuerzo-Deformación... La distribución de esfuerzos cortantes en el espesor de la sección, depende de la sección transversal y del diagrama de Esfuerzo-Deformación... Cuando las tensiones en las fibras exteriores son inferiores al límite de la proporcionalidad (cumple la ley de Hooke), la viga se comporta elásticamente. (p.27)

Morales (2006) afirma:

El concreto no podrá desarrollar una fuerza de compresión mayor la de su resistencia f'_c .

El concreto tiene una resistencia a la tracción muy pequeña y que se agrieta aproximadamente cuando este alcanza un 10% de su resistencia f'_c , por lo que se omite en los cálculos de análisis y diseño y se asume que el acero toma toda la fuerza total en tracción.

La relación esfuerzo-deformación del concreto se considera lineal solo hasta aproximadamente el 50% de su resistencia. Prevalece la hipótesis de Bernoulli en la que las secciones planas antes de la flexión permanecen planas y perpendiculares al eje neutro después de la flexión. La deformación unitaria del concreto en la rotura es: 0.003. (p.28)

2.2.17.2. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Morales (2006) afirma: "Si la reacción del apoyo induce compresión al elemento y no existe carga concentrada entre la cara del apoyo y una sección ubicada a "d" de ella entonces este tramo se diseñará para un cortante último que corresponde a la sección ubicada a "d" de la cara de apoyo. Esta sección se denomina sección crítica y es la que se encuentra sometida al mayor cortante de diseño del elemento" (p.29).

ICG (2009) afirma: "El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación (Diseño por Resistencia); Donde Vu

es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n es la resistencia nominal al cortante calculado mediante;" (p.48).

$$\phi V_n \geq V_u \quad (68)$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (69)$$

2.2.18. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Braja (2012) define:

La cimentación o subestructura, es el elemento a través del cual se transmite los esfuerzos de las columnas y muros al suelo. Su función es lograr que la transmisión sea adecuada, "es decir deberá proporcionar seguridad contra ocurrencias de fallas en la estructura o en el suelo, controlar la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños en la estructura misma o en las vecinas... Dentro de este conjunto de informaciones limitadas y gran número de incertidumbre el Ingeniero especialista de suelos tiene que hacer la investigación de campo, al análisis de la información obtenida y dar las recomendaciones que va a servir de base para que se haga el análisis de la edificación y del diseño estructural de las cimentaciones, lo cual indica que será necesario trabajar con dos especialistas, el de Geotécnica y el Estructural... Una vez recopilado la información, el análisis de la edificación se pudiera realizar con apoyo de computadoras, la precisión de los resultados no va más allá de la que dan las hipótesis de diseño, la variación existente entre las sobrecargas realmente aplicadas y los valores indicados en la Norma de Cargas, y las diferencias que producen en el análisis de los distintos modelos matemáticos de los pórticos estructurales. Hay consideraciones mucho más importantes que la precisión en el cálculo, entre ellas podemos mencionar: La determinación del nivel en que se produce la fijación entre la columna y la zapata, lo que afecta fuertemente el diseño de la columna del primer nivel. (p.44)

2.2.18.1. DETERMINACION DE CARGAS O METRADO DE CARGAS

Al determinar las cargas para el diseño de cimentaciones deben separarse estas en permanentes (CM), sobrecargas (CV), Fijas (F), de impacto (I), de sismo o de viento (Si).

Braja (2012) define: "Las cargas permanentes están constituidas por el peso de la estructura, incluyendo los muros de albañilería y el peso de la cimentación. Si la napa freática estuviera situada por encima del nivel de la cimentación debe considerarse separadamente dos casos: que la sub presión disminuye el peso de la cimentación y que no la sub presión por una posible disminución del nivel del agua.

La carga axial en la columna se determina multiplicando el área tributaria de piso por la carga estimada por m^2 . Debe considerarse el caso de edificios o casas y el de techos metálicos ligeros.

En el caso de edificios esta carga usualmente vale entre 1000 y 1200 Kg/m^2 , según la densidad de tabiques que exista en la planta arquitectura. En casos no convencionales el valor debe estimarse como se indica a continuación". (p.46)

Braja (2012) afirma:

- Las partidas a considerar en el metrado de cargas:
 - Peso del aligerado o losa.
 - $L < 5m$ entonces $h = 0.20 m$ (h = Espesor de Losa) y un peso de 300 Kg/m^2 .
 - $L > 5.5 m$ entonces $h = 0.25 m$ y un peso de 350 Kg/m^2 .
 - Para nuestro diseño de losas se realizó un análisis de un metro cuadrado considerando Ladrillo hueco para techos
- Peso del acabado del piso.
 - Para pisos de 5cm tiene un peso de 100 Kg/m^2 .
- Peso de los tabiques y/o parapetos
 - Peso tabiques de Soga 290 Kg/m^2 .
 - Peso tabiques de Cabeza 520 Kg/m^2 .
- Peso de las vigas.- Debido que el cálculo y diseño de elementos estructurales como son las vigas presentan variaciones en su dimensionamiento durante el proceso de análisis y diseño, se optó que el programa donde se realizó los análisis los calculara por su propio peso en función de su geometría y peso específico del material.
- Peso de la columna.- Se siguió el mismo procedimiento de las vigas. (p.68)

2.2.18.2. TIPOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Braja (2012) afirma:

Los Tipos de cimentación superficial usualmente empleados son los siguientes:

- Zapatas Aisladas
- Zapatas Combinadas
- Zapatas Conectadas
- Plateas de Cimentación. (p.85)

2.2.18.2.1. ZAPATAS AISLADAS CENTRALES Y EXCÉNTRICAS

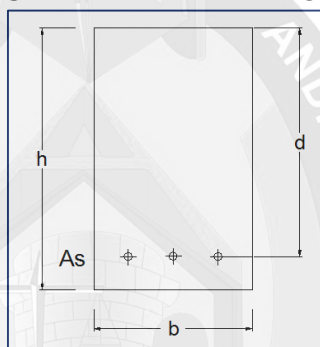
Braja (2012) define:

El diseño de las zapatas aisladas se hace siguiendo las recomendaciones del Código del ACI, para lo cual el procedimiento para el diseño será el siguiente:

- Escoger la resistencia del concreto a emplearse, que usualmente será de 210 Kg/cm^2 .

- Determinar la presión de diseño, disminuyendo el valor de la presión admisible para considerar el caso del peso propio de la zapata, usualmente: $P = P_a - 0.1 \text{ (Kg/cm)}$.
- Calcular el área necesaria de la zapata: $A_z = N/P$. Las dimensiones de la zapata, $B \times T$, se determina de manera de tener volados iguales, respecto a cada cara de la columna.
- El peralte útil, d debe escogerse de modo que no excedan los esfuerzos cortantes, tanto bajo el efecto de la viga como la losa. Las formulas aproximada que nos permite escoger el valor d cm son:
 - Efecto de Viga: $d > c / (1 + 6.52 / p_u)$
- Efecto de Losa: $d > (b + t) / 4 + N_u / (26 + p_u)$
- peralte total de la zapata es: $h = d + 10 \text{ cm}$
- El área de acero de la zapata se calcula, para cuantías que no excedan de 0.005, con la formula aproximada:

FIGURA 17: PERALTE EFECTIVO.



Fuente: (Cimentaciones de concreto armado ACI, 2009, p.185).

Dónde: P_u = Esfuerzo actuante en el Suelo.

C = Distancia de Cara de Columna hacia extremo de Zapata.

d = Peralte Efectivo. (p.185).

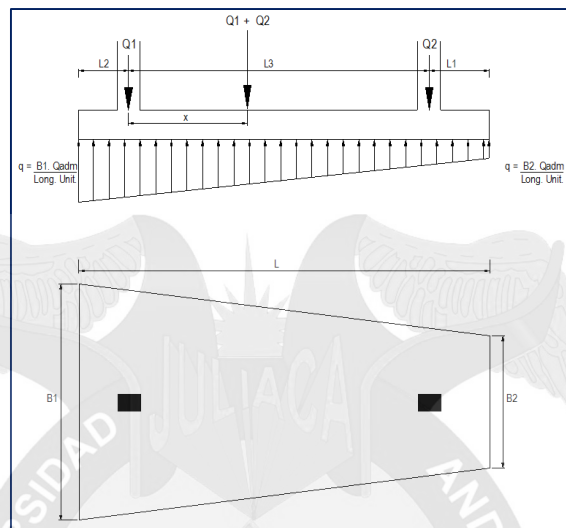
2.2.18.2.2. ZAPATAS COMBINADAS

ACI (2009) afirma:

Cuando dos o más columnas transmiten su carga al terreno mediante una losa de cimentación, esta se llama una zapata combinada. Para este tipo de zapatas el ACI en el artículo 15.1.1 indica que lo normado para el diseño de zapatas solo será aplicable para zapatas combinadas cuando sea pertinente. Igualmente establece que la distribución de las presiones del suelo debajo de este tipo de zapata será consistente con las propiedades del suelo, de la estructura y con los principios establecidos de mecánica de suelos... Sin embargo según referencias Manual of Concrete Practice, establece que para el caso de una zapata bajo dos columnas, que es el caso que estamos considerando cuando se hace coincidir el centro de la gravedad de la zapata con la resultante de las carga externas, lo que lleva a las plantas de forma rectangular o trapezoidal, se supondrá que la zapata y que la presión producida sobre el suelo es uniforme sobre todo el área de la zapata... Cuando se incluye el efecto de los momentos

producidos por cargas horizontales, como sismo o viento, la excentricidad resultante hace que las presiones sobre el terreno varían linealmente. (p.185)

FIGURA 18: ZAPATA COMBINADA.

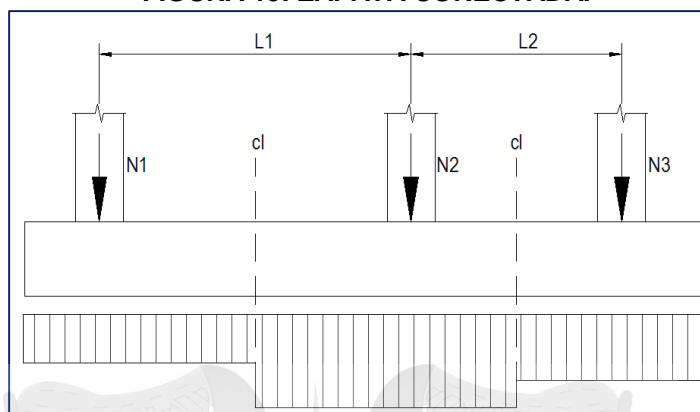


Fuente: (Cimentaciones de concreto armado ACI, 2009, p.185).

2.2.18.2.3. ZAPATAS CONECTADAS

ACI (2009) define:

Las zapatas conectadas es una solución alternativa a la zapata combinada para el caso de columnas en límite de propiedad. Se le emplea mucho porque usualmente tiene un menor costo que la zapata combinada... Estructuralmente se tiene dos zapatas aisladas, siendo una de ellas excéntrica, la que está en el límite de propiedad, y diseñado bajo la condición de presión uniforme del suelo. En esta situación se genera un momento de flexión importante por la carga de la columna y la resultante de las presiones del suelo no coinciden este momento es resistido por una viga de conexión que une las dos columnas que forman la zapata conectada... Esta viga de conexión debe ser muy rígida para que permita que se cumpla el comportamiento estructural supuesto. En este esquema estructural muy simple, la única complicación que aparece es la interacción entre el suelo el fondo de la viga. Muchos autores recomiendan que la viga no se apoye en el terreno, o que se afloje el suelo debajo de ella de modo que sólo sea capaz de resistir su peso propio. Dado que nuestra práctica usualmente hace esta viga estrecha, de 30 o 40 cm de ancho, este problema es de poca importancia para el análisis. (p.186)



Fuente: (Cimentaciones de concreto armado ACI, 2009, p.186)

2.2.18.3. CRITERIOS PARA ELEGIR EL TIPO DE CIMENTACIÓN

ACI (2009) define:

Siempre que sea posible debe emplearse zapatas aisladas por su menor costo y porque es posible resistir con ellas no sólo cargas axiales sino también momentos. Cuando la excentricidad producida por los momentos de flexión es muy grande y aumenta desproporcionalmente las dimensiones de la zapata debe examinarse la posibilidad de profundizar la cimentación, reduciendo sus dimensiones a lo necesario para resistir la carga axial, resistiendo los momentos por la reacción lateral del suelo en las caras laterales de la zapata tal como se hace en los postes... En este caso debe tenerse la seguridad de que en el futuro no se van a hacer excavaciones que dejen al descubierto para la cimentación, como puede suceder en zapatas situadas en límite de propiedad... Para el caso de columnas perimetrales, cuando la carga axial no es muy elevada es posible emplear zapatas aisladas excéntricas, siempre que la columna esté unida a la viga o losa en la parte superior, de modo que puede equilibrar el momento producido por la excentricidad de la zapata con una fuerza de tracción desarrollada en el elemento de techos... Una solución alternativa a este caso es el empleo de vigas de cimentación, zapatas continuas a lo largo del perímetro de la edificación, que puede ser una solución económicamente competitiva ya que además reemplaza al cimiento de muro perimetral que seguramente existe... Si la carga axial en las columnas perimetrales es muy alta la solución anterior no es muy aplicable. En este caso la solución recomendable es el empleo de zapatas conectadas, que resulta generalmente la solución más económica... Cuando las columnas están muy cerca y las zapatas se superponen, se emplean zapatas combinadas. Este tipo de zapata también se emplea cuando se tiene un elemento estructural como las cajas de ascensores, que toma un momento sísmico muy grande en relación a la carga axial que actúa sobre ella; en este caso conviene combinar esta zapata con algunas columnas cercanas, para así reducir las excentricidades y tener una distribución de presión más uniforme. (p.190)

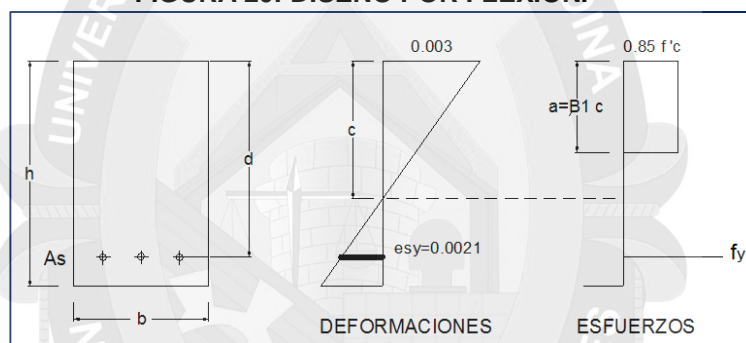
2.2.18. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CIMENTACIONES

ACI (2009) define: "Se refiere Básicamente al Conjunto de Cálculos necesarios para hallar principalmente el Área de Acero de los Elementos en Diseño. Así como verificar si estos resistirán a los Esfuerzos de Corte y funcionamiento. Su diseño es similar a Elementos como vigas, columnas en la Súper –Estructura". (p.195)

2.2.18.4.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

"El diseño por flexión se basa en hipótesis que han sido comprobados experimentalmente se puede resumir en el siguiente esquema. Cuya formulación nos permite encontrar la ecuación para el cálculo de área del refuerzo" (ACI, 2009, p.225).

FIGURA 20: DISEÑO POR FLEXIÓN.

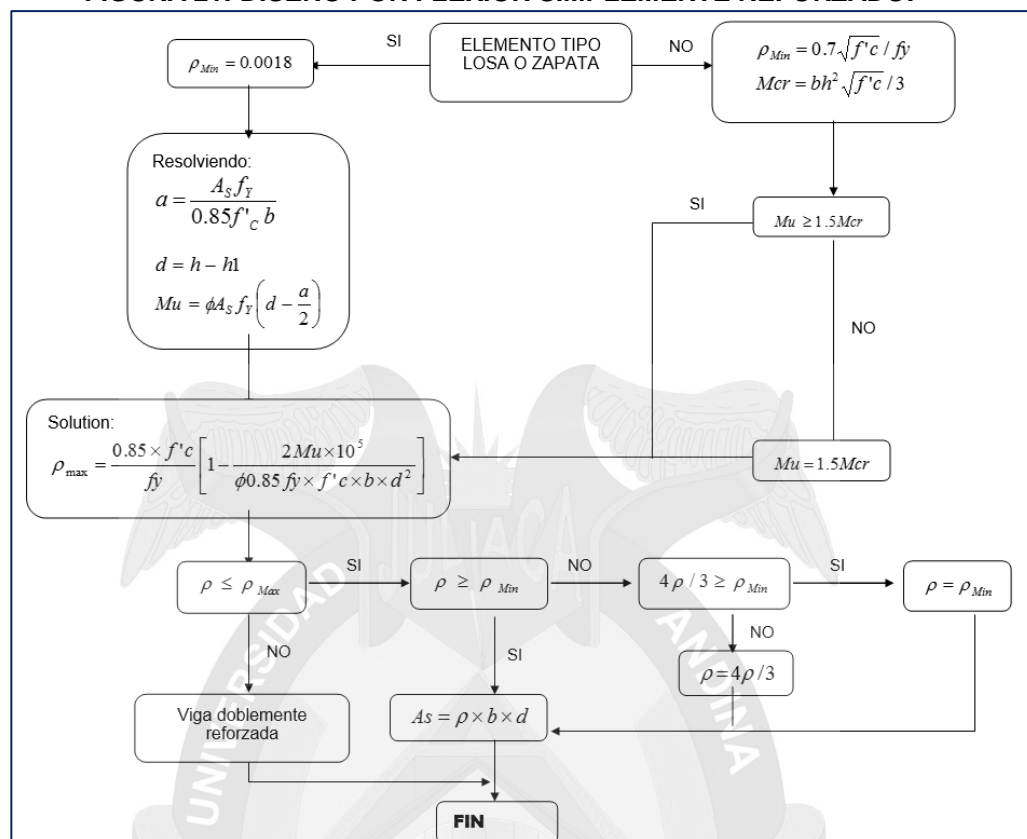


Fuente: Cimentaciones de concreto armado ACI, 2009.

Ecuaciones de la compatibilidad de deformaciones y esfuerzo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad M = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (69)$$

"La norma E-060 y como el ACI-89 da requisitos específicos que deben cumplirse para obtener diseños dúctiles, como cuantías máximas, cuantías mínimas, ganchos y longitudes de desarrollo. Las primeras consideraciones se pueden resumir en el siguiente diagrama de flujo" (ACI, 2009, p.225).



Fuente: Cimentaciones de concreto armado ACI, 2009.

2.2.18.4.2. DISEÑO POR CORTANTE

ACI (2009) define: “En el diseño por cortante, el concreto debe absorber todo el corte que actúa en la sección crítica (a una distancia d de la cara del núcleo confinado frecuentemente), ello por la imposibilidad práctica de poner estribos. Generalmente los cortantes que actúa son pequeños que en el peor de los casos es suficiente con ensanchar las viguetas”. (p.225)

$$V_u \leq \phi V_c \quad (70)$$

Donde:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad \text{Y} \quad \phi = 0.85 \quad (71)$$

El diseño por flexión se basa en hipótesis que han sido comprobados experimentalmente se puede resumir en el siguiente esquema. Cuya formulación nos permite encontrar la ecuación para el cálculo de área del refuerzo.

2.3. MARCO CONCEPTUAL

2.3.1. ARMADURA PRINCIPAL

“Armadura de acero paralela a la superficie horizontal de hormigón, o al eje longitudinal de un elemento estructural de hormigón, que absorbe los esfuerzos producidos por las cargas y fuerzas aplicadas. También llamada armadura longitudinal” (Diccionario de Arquitectura y Construcción, s.f.).

2.3.2. CARGA

“Fuerza u otras acciones que resulten del peso de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos” (E.020-RNE, 2006, p.2).

2.3.3. CARGA MUERTA

“Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo su peso propio, que sean permanentes o con una variación en su magnitud, pequeña en el tiempo” (E.020-RNE, 2006, p.2).

2.3.4. CARGA AMPLIFICADA O FACTORIZADA

“La carga, multiplicada por los factores de carga apropiados, que se utiliza para diseñar los elementos utilizando el método de diseño por resistencia de esta Norma” (E.020-RNE, 2006, p.2).

2.3.5. CARGA PUNTUAL

“Carga que actúa sobre un área muy pequeña o un punto muy concreto de una estructura. También llamada carga concentrada” (Diccionario de Arquitectura y Construcción, s.f.).

2.3.6. CARGA DE SERVICIO

“La carga (sin amplificar) especificada en la Norma NTE. E 020 Cargas, del Reglamento Nacional de Edificaciones del cual esta Norma forma parte” (E.020-RNE, 2006, p.2).

2.3.7. CARGA VIVA

“Carga externa movable sobre una estructura que incluye el peso de la misma junto con el mobiliario, equipamiento, personas, etc., que actúa verticalmente, por



tanto no incluye la carga conda. También llamada carga variable (Diccionario de Arquitectura y Construcción, s.f.).

2.3.8. COEFICIENTE DE POISSON

“Relación entre la deformación lateral y la correspondiente deformación longitudinal, en un cuerpo elástico sometido a un esfuerzo longitudinal” (Diccionario de Arquitectura y Construcción, s.f.).

2.3.9. DERIVA DE PISO DE DISEÑO

“Diferencia relativa del desplazamiento de diseño entre la parte superior e inferior de un piso, dividido por la altura del piso” (E.030-RNE, 2016, p.14).

2.3.10. DIAFRAGMA ESTRUCTURAL

“Elemento estructural, como una losa de piso o cubierta, que transmite fuerzas que actúan en el plano del diafragma hacia los elementos verticales del sistema de resistencias ante fuerzas sísmicas” (E.030-RNE, 2016, p.14).

2.3.11. DISEÑO

Es el proceso de plantear y organizar las actividades creativas que supone la existencia de algo nuevo y útil dando solución. Etimológicamente diseño deriva del término italiano “diseño” que significa dibujo (gráficamente).

2.3.12. ESFUERZO CORTANTE

“Es una fuerza externa que es aplicada en forma vertical a la sección que se esté tratando, puede ser una viga, columna, o cualquier elemento estructural, el esfuerzo aplicado intenta cortar el elemento en la zona donde se está aplicando” (GIL, 2017, p.130).

2.3.13. ESTRIBO

“Elemento estructural formado por varilla o alambre, que sirven para unir el armado de varillas dentro de una estructura, su función es confinar el concreto que se cuele en el interior de éste elemento y así evitar la expansión del mismo evitando una falla estructural” (GLOSARIO, s.f.).

2.3.14. FLEXIÓN

“En ingeniería se denomina flexión al tipo de deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal. El término alargado se aplica cuando una dimensión es dominante frente a las

otras. En caso típico son las vigas, las que están diseñadas para trabajar, principalmente, por flexión. Igualmente, el concepto de flexión se extiende a elementos estructurales superficiales como placas o láminas" (Wikipedia, s.f.).

2.3.15. MODELADO

El modelado es una representación de procesos y subprocesos integrados en un sistema amplio, complejo y confuso, con múltiples puntos de contacto entre sí y con un buen número de áreas funcionales sobre un sistema.

2.3.16. MÓDULO DE ELASTICIDAD

"Relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tracción o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material" (Calameo, s.f.).

2.3.17. MOMENTO FLECTOR

"Se denomina momento flector un momento de fuerza resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal de un prisma mecánico flexionado o una placa que es perpendicular al eje longitudinal a lo largo del que se produce la flexión" (Wikipedia, s.f.).

2.3.18. PESO ESPECIFICO

"El peso específico de una sustancia se define como su peso por unidad de volumen" (Wikipedia, s.f.).

2.3.19. PISO BLANDO

"Planta cuya rigidez lateral es inferior a la de las plantas superiores. También llamado piso débil" (Wikipedia, s.f.).

2.3.20. PÓRTICO

"Un pórtico es un espacio arquitectónico conformado por una galería de columnas adosada a un edificio, abierta al aire libre, y situado generalmente ante su acceso principal" (Casas, 2011, p.278).

2.3.21. PROGRAMA

Referido a la informática, es un conjunto de secuencias que realiza una determinada actividad, de manera automática apoyada del software o un lenguaje de programación. A la cual se le asigna pasos bien definidos para lograr un objetivo en la que ingresan datos y producto de un proceso una salida. Las que



son plasmadas mediante una programación, comunicación que es interpretada por los lenguajes de programación y ser traducidas a resultados en forma visual u otro medio.

2.3.22. TRACCIÓN

“En el cálculo de estructuras e ingeniería se denomina tracción al esfuerzo a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo” (Wikipedia, s.f.).





CAPÍTULO III:

MARCO METODOLÓGICO

3.1. METODO DE INVESTIGACIÓN

Los métodos a ser empleados serán:

Buscar información referidas al modelado y cálculo de edificaciones, en textos bibliográficos, publicaciones, libros, internet, tesis de la biblioteca Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras de la UANCV, etc.

Visitas al lugar donde está ubicado la edificación, con el fin de obtener información sobre el proyecto de Tesis, como son: Planos de Arquitectura y Estudios de Suelos, para efectuar este trabajo de investigación.

Siendo fundamental en esta parte efectuar el análisis y procedimiento de cálculo de las siguientes etapas:

PRIMERA ETAPA: ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PREMODELADO

- Planos de arquitectura y estudio de la zona.
- Estructuración.
- Predimensionamiento.
- Metrado de cargas.

- Definiciones básicas de los materiales y elementos.
- Dibujo del modelado en el ETABS.
- Asignaciones de cargas, restricciones y limitaciones.
- Primer control del análisis y revisión de resultados.
- Segundo control del análisis estático y deriva.
- Tercer control de análisis dinámico y deriva para diseño.

TERCERA ETAPA: ANÁLISIS Y CÁLCULO DEL DISEÑO

- Dibujo y modelado en el SAFE.
- Asignaciones de cargas, restricciones y limitaciones.
- Primer control del análisis y revisión de resultados.
- Diseño de la edificación.
- Distribución de As y dibujo de planos de estructuras.

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

Por el contenido y secuencia el trabajo que se desarrolla, tiene las características siguientes:

3.2.1. ENFOQUE CUANTITATIVO

Porque en el desarrollo del trabajo los datos y resultados son cuantificables que se representan en números, son procesados, analizados e interpretados a través de ensayos de laboratorio donde los resultados son numéricos y considera variables para que la investigación sea objetiva.

3.2.2. NIVEL EXPLICATIVO

Los análisis y estudio del presente trabajo se basa en la descripción de conceptos o fenómenos, y que estas están para responder por las causas de los eventos, su interés trata de explicar porque ocurre el fenómeno, en este caso evaluar la durabilidad de la edificación de nueve niveles.

3.2.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Se basa en una investigación aplicada y se emplea la forma Descriptiva-Explicativa.



3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. POBLACIÓN

La población a investigar es la edificación ubicada en la zona intermedia de sismicidad (Zona 3), la edificación propuesta es de concreto armado, con una estructuración de tipo regular, el sistema estructural es de muros estructurales, con un suelo de tipo S2.

3.3.2. MUESTRA

La muestra seleccionada es una edificación, cuyos pórticos y muros estructurales son de concreto armado con columnas rectangulares y/o T, L y vigas rectangulares. El edificio está destinado para el uso masivo de personas, ubicado en el distrito de Juliaca, San Román - Puno.

3.4. HIPÓTESIS

3.4.1. HIPÓTESIS GENERAL

El análisis y diseño de la estructura de una edificación con el empleo del software ETABS Versión 15.2 Y SAFE Versión 14.1 permite el correcto comportamiento estructural inclusive ante solicitaciones de cargas extremas.

3.4.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICOS

1. El empleo de las normas E.020, E.030 y E.060, para el análisis y diseño estructural de un edificio, con el software ETABS Versión 15.2 y SAFE Versión 14.1, debe garantizarse el comportamiento apropiado.
2. En un diseño estructural de una edificación se debe evaluar los desplazamientos máximos y derivas que se generan del análisis y diseño a fin de garantizar el comportamiento esperado.
3. Para un adecuado comportamiento estructural de una edificación, se debe lograr el diseño compatible de la edificación considerando las características de los suelos del terreno de fundación.



3.5. VARIABLES E INDICADORES

VARIABLE INDEPENDIENTE : CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACION

INDICADORES :

- Edificación de nueve niveles.
- Normas E.020, E.030 y E.060.
- Características de capacidad de carga de suelos de cimentación.

VARIABLE DEPENDIENTE : COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

INDICADORES :

- Características de software ETABS Versión 15.2.
- Características de software SAFE Versión 14.1.
- Solicitaciones de carga extrema.
- Desarrollo del diseño.

TABLA 19: MATRIZ DE CONSISTENCIA.

PROBLEMA	OBJETIVO	HIPOTESIS	VARIABLES	INDICADORES
<p>Problema General: ¿Cómo es el comportamiento estructural de un edificio de nueve niveles aplicando el software ETABS Versión 15.2 y SAFE Versión 14.1, compatibilizando con las características de la capacidad de carga de los suelos para su cimentación?</p> <p>Problemas Específicos:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. ¿Cómo optimizar el análisis y diseño del edificio de nueve niveles ante solicitaciones extremas, considerando las normas de diseño E.020, E.030 y E.060? 2. ¿Cuáles son los desplazamientos máximos que se genera en el análisis y diseño de la estructura del edificio de nueve niveles, en cumplimiento de la norma E.030 mediante los métodos de análisis estático y dinámico? 3. ¿Cuáles son las secciones finales en el diseño de concreto armado en la edificación, considerando las características reales de los suelos donde se efectuará la construcción? 	<p>Objetivo General: Analizar el comportamiento estructural de un edificio de nueve niveles aplicando el software ETABS Versión 15.2 y SAFE Versión 14.1, compatibilizando con las características de la capacidad de carga de los suelos para su cimentación.</p> <p>Objetivos Específicos:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Optimizar el análisis y diseño del edificio de nueve niveles ante solicitaciones extremas, considerando las normas de diseño E.020, E.030 y E.060. 2. Evaluar los desplazamientos máximos que se genera en el análisis y diseño de la estructura del edificio de nueve niveles, en cumplimiento de la norma E.030 mediante los métodos de análisis estático y dinámico. 3. Diseñar las secciones finales en el diseño de concreto armado en la edificación, considerando las características reales de los suelos donde se efectuará la construcción. 	<p>Hipótesis General: El análisis y diseño de la estructura de una edificación con el empleo del software ETABS Versión 15.2 Y SAFE Versión 14.1 permite el correcto comportamiento estructural inclusive ante solicitaciones de cargas extremas.</p> <p>Hipótesis Específicos:</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. El empleo de las normas E.020, E.030 y E.060, para el análisis y diseño estructural de un edificio, con el software ETABS Versión 15.2 y SAFE Versión 14.1, debe garantizarse el comportamiento apropiado. 2. En un diseño estructural de una edificación se debe evaluar los desplazamientos máximos y derivas que se generan del análisis y diseño a fin de garantizar el comportamiento esperado. 3. Para un adecuado comportamiento estructural de una edificación, se debe lograr el diseño compatible de la edificación considerando las características de los suelos del terreno de fundación. 	<p>Variable Independiente:</p> <p>CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN</p> <p>Variable Dependiente:</p> <p>COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Edificación de nueve niveles. • Normas E.020, E.030 y E.060. • Características de capacidad de carga de suelos de cimentación. <ul style="list-style-type: none"> • Características de software ETABS Versión 15.2. • Características de software SAFE Versión 14.1. • Solicitaciones de carga extrema. • Desarrollo del diseño.

FUENTE: (Elaboración Propia, 2017).

3.7. DATOS GENERALES DEL PROYECTO

3.7.1. DESCRIPCIÓN

El edificio consta de 01 semisótano y 09 niveles (Semisótano, del primer piso al noveno piso) la distribución arquitectónica es repetitivo, adicionalmente se tiene un hall central, dormitorios con servicio higiénico, escaleras y ascensor y azotea en el último piso, siendo las siguientes características:

LUGAR DE LA EDIFICACIÓN

Lugar : Juliaca
Distrito : Juliaca
Provincia : San Román
Departamento : Puno.

TIPO DE EDIFICACIÓN

Edificio común, sistema de muros estructurales, destinado a dormitorios, tipo de suelo S2 (capacidad portante 1.15 kg/cm²).

DESCRIPCIÓN DE LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS

El área de la edificación:

- **Semisótano:** Se tiene un área construida de 270 m²
- **Primer Nivel:** se tiene un área construida de 270m².
- **Segundo al noveno Nivel:** se tiene un área construida de 261.07m².

Área total construida es de: 2,628.56m².

DESCRIPCIÓN DE LA EDIFICACIÓN ARQUITECTÓNICA POR NIVELES

- **SEMISÓTANO:** se tiene un área construida de 270m², que tiene la siguiente descripción: 05 estacionamiento un patio de maniobras, deposito, servicios higiénicos, ascensor y escaleras.
- **PRIMER NIVEL:** se tiene un área construida de 270m², que tiene la siguiente descripción: tiene 04 tiendas, tiene 03 oficinas, 01 desayunador, 01 recepción del hotel, un hall central, sala de espera, servicios higiénicos, ascensor y escaleras respectivamente.

- **SEGUNDO, CUARTO, SEXTO, OCTAVO NIVEL:** se tiene un área construida de 232.5m², 08 dormitorios con servicios higiénicos privados, tiene un hall central y corredor, ascensor y escaleras respectivamente y adicionalmente tiene un balcón en la parte delantera.
- **TERCERO, QUINTO, SÉPTIMO, NOVENO NIVEL:** se tiene un área construida de 232.5m², 08 dormitorios con servicios higiénicos privados, tiene un hall central y corredor, ascensor y escaleras respectivamente.

ALTURA DE LA EDIFICACIÓN

El semisótano tiene una altura de 2.50m y el primer nivel tiene una altura de 3.20m, el resto de los niveles tiene una altura de 2.60m cada uno, toda la edificación tiene una altura de 27.30m.

3.7.2. ESTRUCTURACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

El Diseño Arquitectónico propuesto por la parte de arquitectura prevé luces que varían de 3.85 m a 5.60 m, columnas que varían de 3.0 m a 5.60 m de altura, losas de 5.60 m de luz, muros no portantes en diferentes bloques, y prevé columna de sección rectangular, losas planas.

3.7.3. DATOS GENERALES DE MATERIALES

1) Concreto:

ACI (2006) define:

Gravedad:

$$g = 9.80665 \text{ kg} \cdot \text{m} / \text{s}^2 \quad (72)$$

Resistencia a la compresión:

$$f'c = 210 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (73)$$

Deformación unitaria máxima:

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 \quad (74)$$

Módulo de elasticidad del concreto:

$$Ec = 15000 \times \sqrt{f'c} = 217370.6512 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (75)$$

Módulo de poisson:

$$\mu = 0.20 \quad (76)$$

Módulo de rigidez al refuerzo cortante

$$G = \frac{Ec}{2(\mu + 1)} = 90571.10466 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (77)$$

2) Acero de refuerzo

ACI (2006) define:

Esfuerzo de fluencia mínima:

$$f_y = 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (78)$$

Resistencia a la tracción mínima:

$$f_u = 6300 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (79)$$

Deformación unitaria máxima de acero:

$$\varepsilon_s = 0.021 \quad (80)$$

Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s = 2000000 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (81)$$

Módulo de poisson

$$\mu = 0.30 \quad (82)$$

Módulo de rigidez al esfuerzo cortante

$$G = \frac{E_s}{2(\nu+1)} = 769230.7692 \text{ kg} / \text{cm}^2 \quad (83)$$

3.7.4. FACTORES DE REDUCCIÓN

Flexión sin carga axial: 0.90

Carga axial y carga axial con flexión

Carga axial de tracción con o sin flexión: 0.90

Carga axial de compresión con o sin flexión

Elementos con refuerzo de espiral: 0.75

Otros elementos: 0.70

Aplastamiento del concreto: 0.70

Cortante y torsión: 0.85

3.7.5. CARGAS MUERTAS

E.020 (2006) define:

MATERIALES	PESO kn/m3 (kgf/m3)
------------	---------------------

Albañilería de:

Unidades de arcilla cocida huecas 13.5 (1350).

Concreto Simple de:

Grava 23.0 (2300).

Concreto Armado Añadir 1.0 (100).
(al concreto simple).

Metales

Acero 78.5 (7850).

Otros:

Losetas 24.0 (2400).

Losas aligeradas armadas en una sola dirección de concreto armado, con vigueta 0.10 m de ancho y 0.40 m entre ejes.

Espesor del aligerado 0.20 m. 300 kg/m2. (p.6)

3.7.6. CARGAS VIVAS MÍNIMAS REPARTIDAS

E.020 (2006) define:

OCUPACIÓN O USO

CARGAS REPARTIDAS

kpa (kg/m²)**Lugares de Asamblea**

Con asientos móviles 4.0 (400).

Oficinas (*)

Exceptuando salas de archivo y computación 2.5 (250).

Corredores y escaleras 4.0 (400).

(*) Estas cargas no incluyen la posible tabiquería móvil Tabla N° 5
cargas vivas mínimas repartidas. Cargas para techos con una inclinación
hasta 3° con respecto a la horizontal es, CVT 100 kg/m². (p.12)

3.7.7. NORMAS EMPLEADAS

Se aplicara las siguientes normas de diseño para el análisis y diseño
del edificio:

Norma E 020 de Cargas.

Norma E 030 de Diseño Sismorresistente.

Norma E 060 de Concreto Armado.

ACI 308-08 Reglamento Estructural para Edificaciones.

3.7.8. REQUISITOS GENERALES DE RESISTENCIA

E.020 (2006) define:

Cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (84)$$

Cargas de sismo (CS) la resistencia requerida será como mínimo:

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (85)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (86)$$

Cargas peso de empuje de los suelos (CE) la resistencia requerida:

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE \quad (87)$$

$$U = 0.9CM + 1.7CE \quad (88)$$



CAPÍTULO IV:

ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PROYECTO

4.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

4.1.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

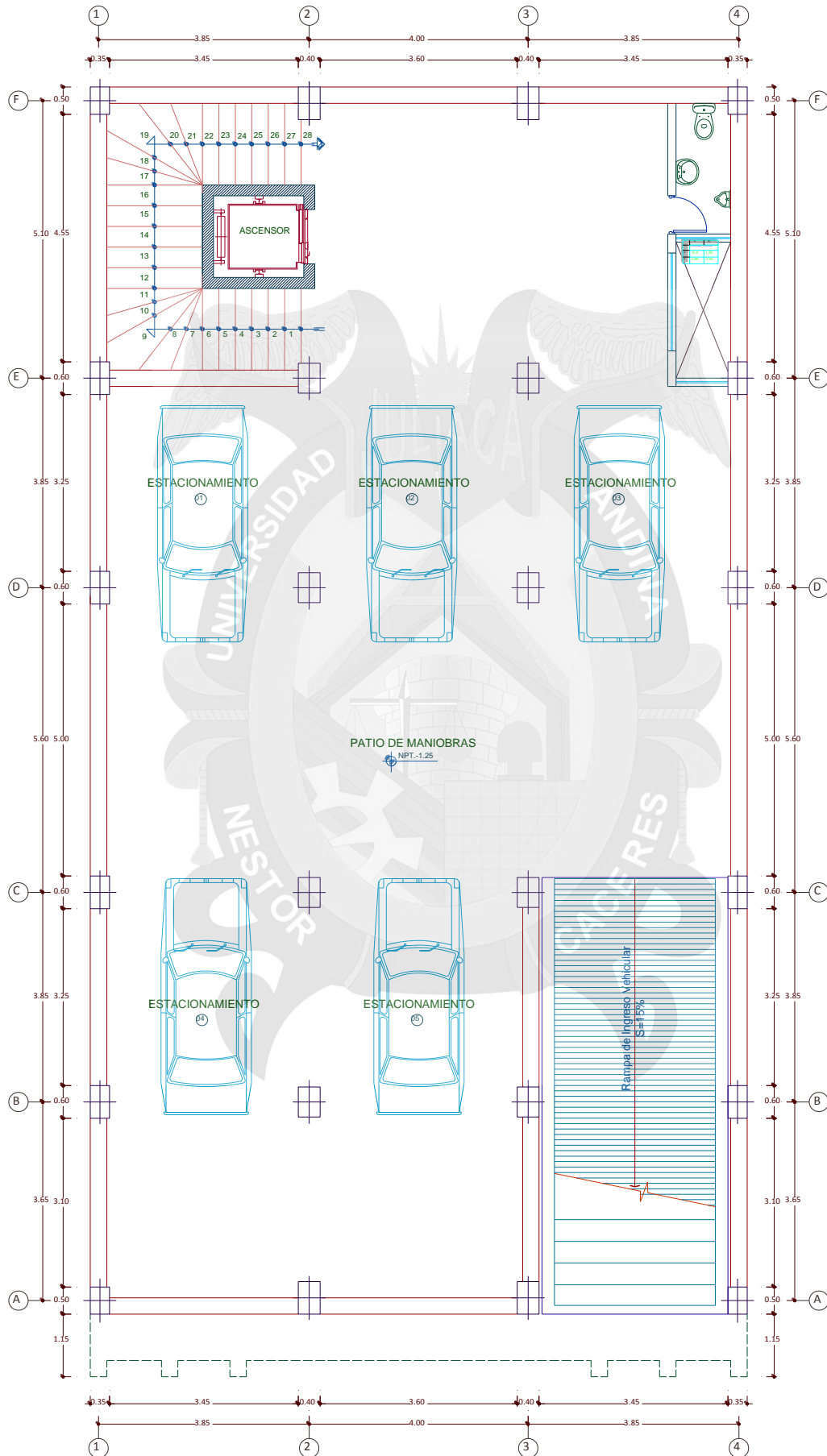
El predimensionamiento de elementos nos sirve como un punto de partida sobre el cual definiremos las dimensiones de los elementos estructurales, ya sean vigas, columnas, placas, losas, escaleras, etc. Este predimensionamiento es sólo una base para las dimensiones de los elementos, por lo tanto, éstas deberán ser afinadas o reajustadas de acuerdo a las solicitaciones reales de carga luego de haber realizado los cálculos correspondientes para completar el diseño final de la estructura.

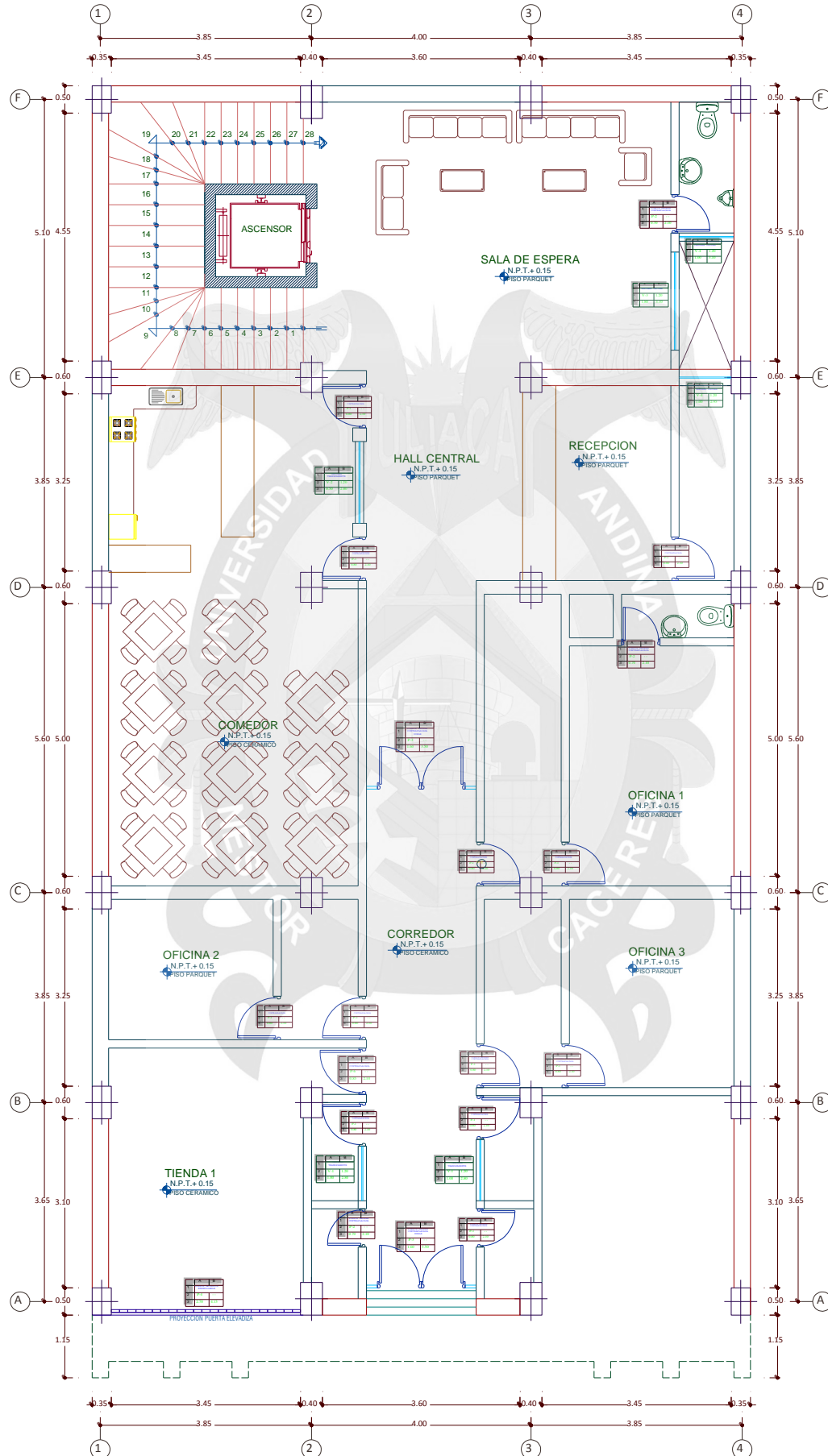
ANÁLISIS Y DISEÑO

El modelado y diseño del edificio se realizará con los programas ETABS y SAFE. Como resultado el diseño de planos estructurales en AutoCAD.

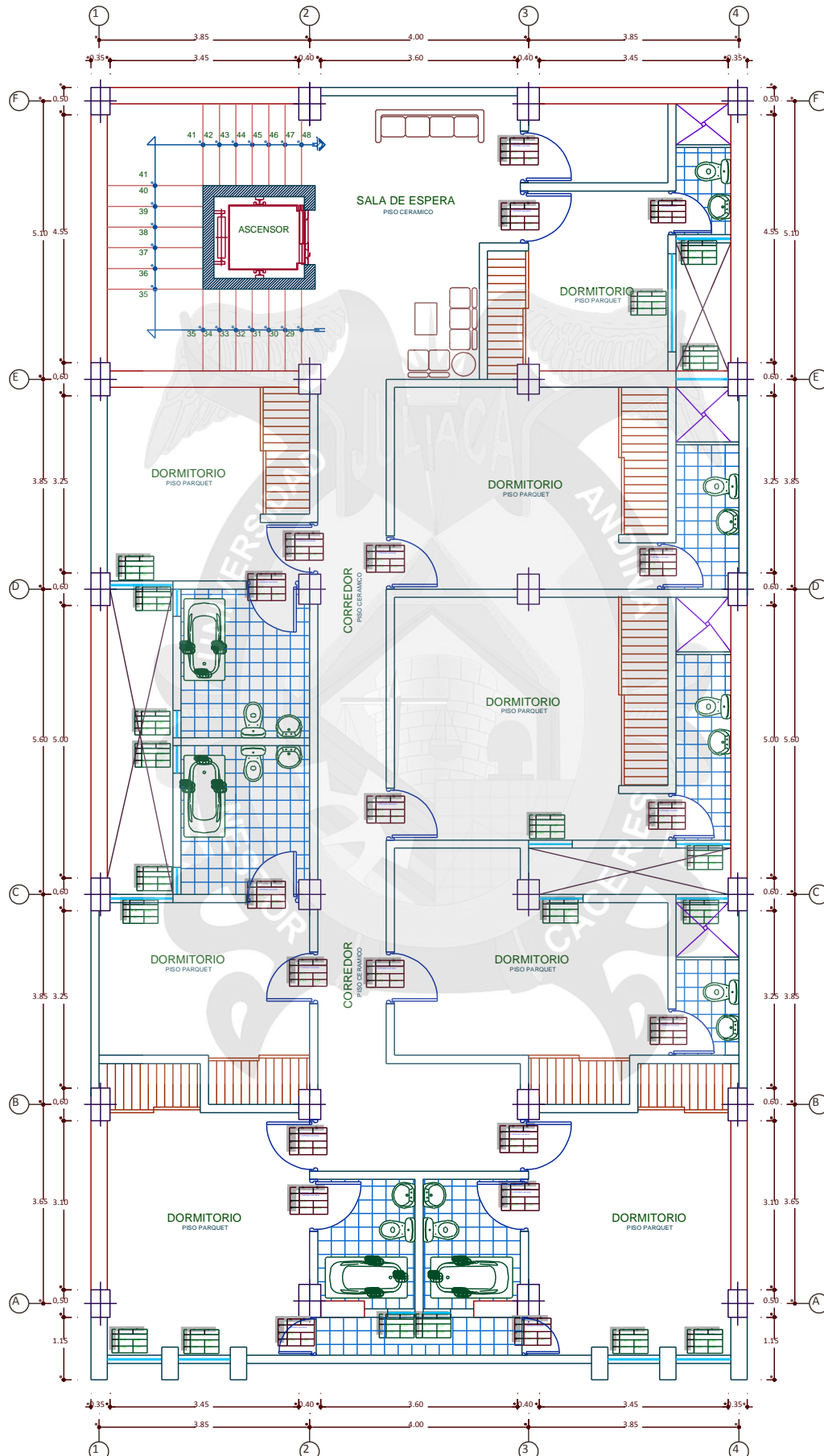
Estará constituido por los elementos estructurales tales como: losa, viga, columnas, muros de corte o placas, escaleras, muros de albañilería y por último se determina el diseño en los aceros de cada elemento estructural que compone la edificación. El programa ETABS y SAFE nos dará los resultados para el diseño de aceros.

A continuación los Planos base para el modelado de la Super-estructura.

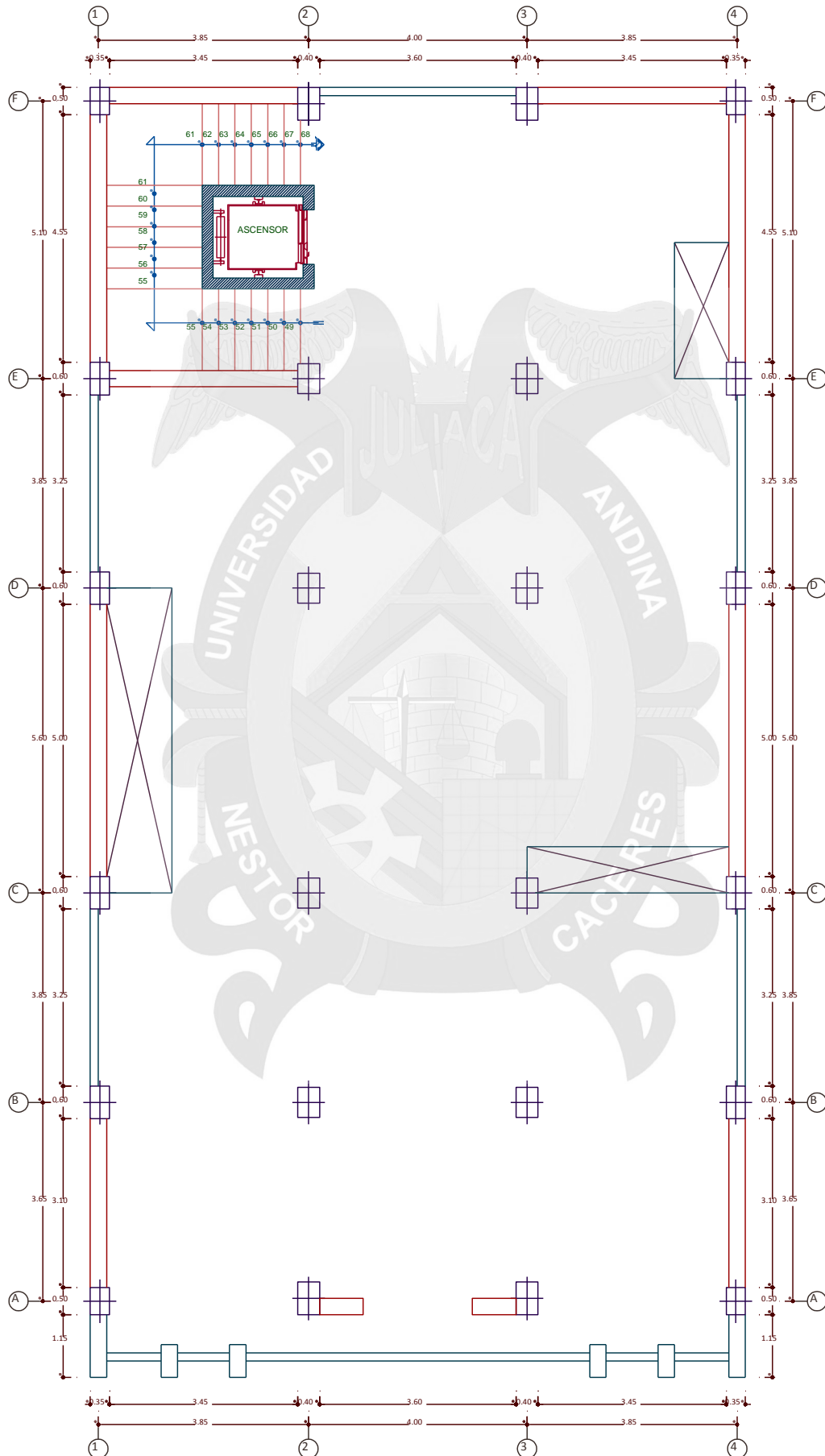




Fuente: Elaboración Propia



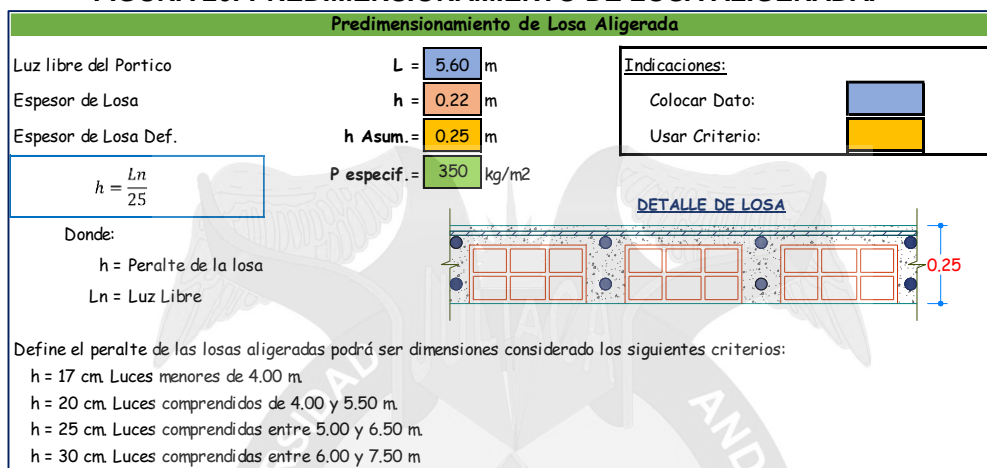
Fuente: Elaboración Propia



Fuente: Elaboración Propia

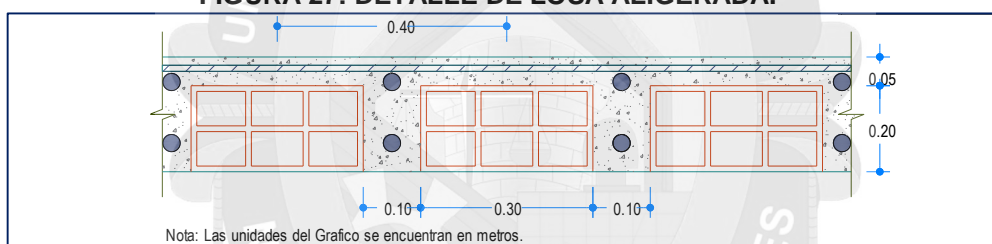
Se usa los siguientes criterios para determinar el peralte de la losa aligerada tanto en el piso típico como en el semisótano:

FIGURA 26: PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA ALIGERADA.



FUENTE: Elaboración propia.

FIGURA 27: DETALLE DE LOSA ALIGERADA.



FUENTE: Elaboración propia.

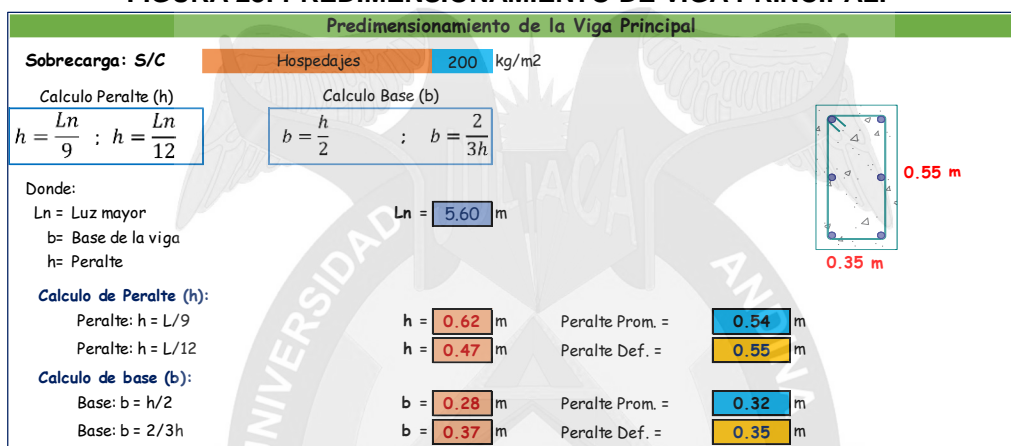
4.1.1.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

En las vigas el predimensionamiento, son basados en la experiencia con criterios en el ancho de la viga y q esta no debe ser menor a 0.25m según lo que indica la Norma E.060 y que esta pueda variar entre el 30% y 50% del peralte y que este incluye la losa del techo.

Las vigas son los elementos de apoyo de la losa (aligerada o maciza) y se encuentran sujetas a las cargas que le transmiten la losa, así como a las cargas que directamente actúan sobre ella, tales como su peso propio, peso de tabiques, parapetos, etc. Las vigas se dispondrán de tal manera que una las placas y columnas entre sí y formen pórticos y pórticos mixtos con placas de concreto armado.

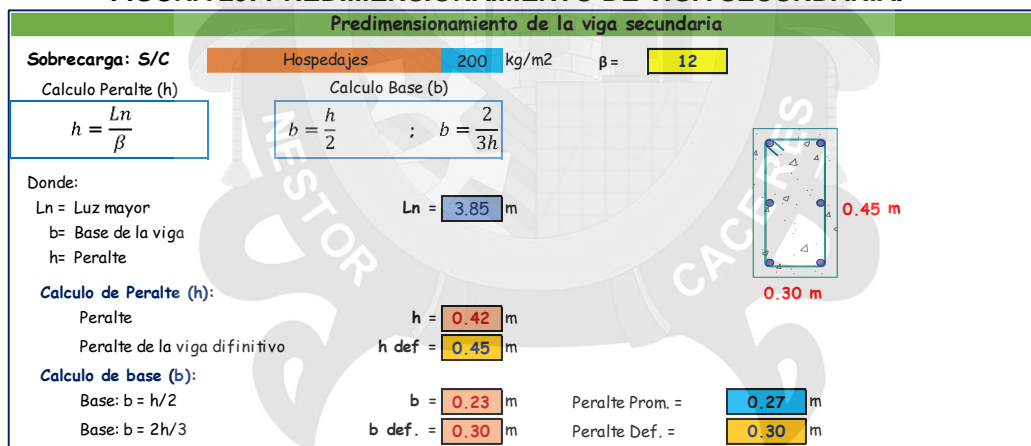
Otra función, junto a las columnas y muros, es resistir los diferentes esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo (cortantes, momentos y axiales), y ser elementos que ayudan a proporcionar rigidez lateral. Las vigas pueden ser chatas o peraltadas; la diferencia entre ambas es notoria, puesto que comprenden no solo su capacidad resistente por flexión y cortante, sino su capacidad de deformación (rigidez y flexibilidad)

FIGURA 28: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA PRINCIPAL.



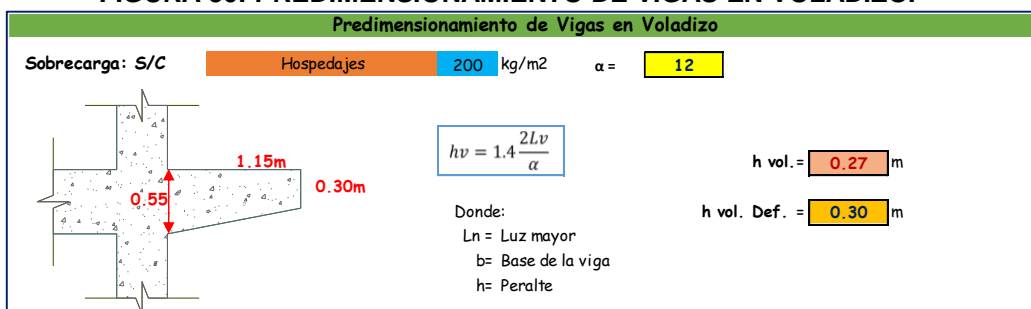
FUENTE: Elaboración propia.

FIGURA 29: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGA SECUNDARIA.



FUENTE: Elaboración propia.

FIGURA 30: PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS EN VOLADIZO.



FUENTE: Elaboración propia.

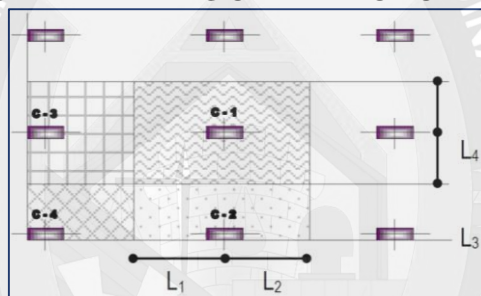
Por la ecuación mostrada anteriormente se tiene las vigas predimensionadas en el siguiente orden:

- Vigas del 1ro al 9vo Nivel
Vigas Principales : $h = 0.55 \text{ m}$ y $b = 0.35 \text{ m}$
Vigas Secundarias : $h = 0.45 \text{ m}$ y $b = 0.30 \text{ m}$
Vigas en Voladizo : $h_{vol} = 0.30 \text{ m}$

4.1.1.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Son las encargadas de recibir todas las cargas de los pisos superiores para resistir básicamente solicitaciones de compresión axial aunque, por lo general, ésta actúa en combinación con corte, flexión o torsión ya que en las estructuras de concreto armado, la continuidad del sistema genera momentos flectores en todos sus elementos.

FIGURA 31: CRITERIO DE PREDIMENSIONAMIENTO POR AREA TRIBUTARIA.



FUENTE: (Blanco Blasco, 1994).

Dónde: C-1; Columnas centrales
C-2; C-3 Columnas Excéntricas
C-4; Columnas Esquinadas

TABLA 20: COEFICIENTES PARA TIPOS DE COLUMNAS.

TIPO DE COLUMNAS	UBICACIÓN	COEFICIENTES	
		$P=KPg$	n
C1 Para los Primeros Pisos	Columna Interior	$1.10 P_g$	0.30
C1 Para los 4 Ultimos Pisos	Columna Interior	$1.11 P_g$	0.25
C2 y C3	Columna Exteriores	$1.25 P_g$	0.25
C4	Columna Esquinas	$1.50 P_g$	0.20

FUENTE: (Blanco Blasco, 1994).

TABLA 21: PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS			
Categoría:	"C" Edificaciones Comunes	h losa =	0.25 m
f'c =	210 kg/cm2	S/C=	Hospedajes 200 kg/m2
COLUMNA CENTRADA		Nº de Pisos = 9	
$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.45 \cdot f'c}$	$A_{col} = \frac{P_{servicio}}{0.35 \cdot f'c}$		
Dónde:			
Ac	: Area de Columna	n	: Coeficiente
K	: Koeficiente	f'c	: Resistencia del Concreto
AT	: Area tributaria	w	: Carga de Servicio
Nº Pisos	: Nº de Pisos		

CARGAS UNITARIAS DE COLUMNAS

Peso de Losa Aligerada	=	350	kg/cm ²
Peso del Piso Terminado	=	100	kg/cm ²
Peso de Tabiquería	=	150	kg/cm ²
Peso de la Columna	=	60	kg/cm ²
Peso de la Viga	=	100	kg/cm ²
WD	=	760	kg/cm ²
S/C	=	200	kg/cm ²
CARGAS DE SERVICIO WD + S/C	=	960	kg/cm ²

Entonces WT es:
960 kg/m²

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

COLUMNA		AREA (m ²)	No	K	n	AREACOLUMNA	LADO Col.	LADO Asumido	LADO Obtenido	x	Asumir
Tipo	Ubicación										
C - 4	C - A1	4.20	9	1.5	0.2	1,296.62	36.01	30.00	43.22	x	45.00
	C - A4	4.20				1,296.62	36.01	30.00	43.22	x	45.00
	C - F1	5.71				1,760.71	41.96	35.00	50.31	x	50.00
	C - F4	5.71				1,760.71	41.96	35.00	50.31	x	50.00
C - 3	C - B1	7.89	9	1.3	0.25	1,687.37	41.08	35.00	48.21	x	50.00
	C - B4	7.89				1,687.37	41.08	35.00	48.21	x	50.00
	C - C1	9.80				2,097.07	45.79	35.00	59.92	x	60.00
	C - C4	9.80				2,097.07	45.79	35.00	59.92	x	60.00
	C - D1	9.80				2,097.07	45.79	35.00	59.92	x	60.00
	C - D4	9.80				2,097.07	45.79	35.00	59.92	x	60.00
	C - E1	9.39				2,008.71	44.82	35.00	57.39	x	60.00
	C - E4	9.39				2,008.71	44.82	35.00	57.39	x	60.00
C - 2	C - A2	7.95	9	1.3	0.25	1,700.42	41.24	40.00	42.51	x	50.00
	C - A3	7.95				1,700.42	41.24	40.00	42.51	x	50.00
	C - F2	10.79				2,309.30	48.06	40.00	57.73	x	60.00
	C - F3	10.79				2,309.30	48.06	40.00	57.73	x	60.00
C - 1	C - B2	14.92	9	1.1	0.3	2,250.64	47.44	45.00	50.01	x	50.00
	C - B3	14.92				2,250.64	47.44	45.00	50.01	x	50.00
	C - C2	18.55				2,797.80	52.89	45.00	62.17	x	65.00
	C - C3	18.55				2,797.80	52.89	45.00	62.17	x	65.00
	C - D2	18.55				2,797.80	52.89	45.00	62.17	x	65.00
	C - D3	18.55				2,797.80	52.89	45.00	62.17	x	65.00
	C - E2	17.76				2,679.37	51.76	45.00	59.54	x	60.00
	C - E3	17.76				2,679.37	51.76	45.00	59.54	x	60.00

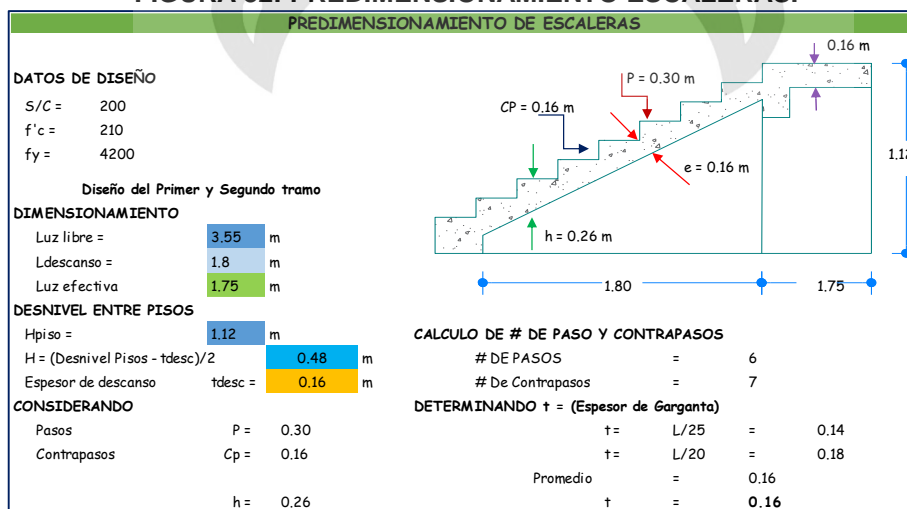
FUENTE: (Elaboración propia, 2017).

* Nota. Los lados obtenidos están en centímetros.

4.1.1.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS

Usando el criterio y las normas establecidas se determina de la siguiente forma:

FIGURA 32: PREDIMENSIONAMIENTO ESCALERAS.



FUENTE: Elaboración propia

RESUMEN DE PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERAS										
NIVEL	TRAMO	CP	PS	t	h	e	S/C	N° CP	N° Ps	Verif.
SOTANO	I	0.18	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	6	Ok!
	II	0.18	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	6	Ok!
PRIMERO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	6	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	6	6	Ok!
SEGUNDO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
TERCERO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
CUARTO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
QUINTO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
SEXTO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
SEPTIMO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	6	6	Ok!
	III	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
OCTAVO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
NOVENO	I	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!
	II	0.16	0.30	0.16	0.26105	0.16	200	7	7	Ok!

FUENTE: Elaboración propia

4.1.1.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE MUROS O PLACAS

Predimensionar las placas considerando los tres efectos, que gobiernan su comportamiento, puede tornarse difícil. Sin embargo, si se tiene en cuenta que su finalidad es proporcionar mayor rigidez lateral, el efecto más crítico será el de absorber casi todo el cortante, en tal sentido será necesario tener un área suficiente para resistir los efectos del cortante.

El área de corte se puede evaluar considerando que los muros de corte absorberán el 100% de la fuerza cortante (las columnas también absorben la fuerza cortante, es por eso que para el predimensionamiento de placas se considerara la sección de la columna). La norma E-060 nos dan una expresión para calcular el máximo cortante que pueda resistir el concreto, así tenemos:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b x d \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

El concreto absorberá todo el cortante es decir

$$V \leq \phi_x V_c \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

En la ecuación (1.00) reemplazamos la longitud y espesor del muro y está igualando a (2.00) tenemos:

$$V \leq \phi 0.53 \sqrt{f'_c} x L_x t \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

Donde:

$\phi = 0.85$ (Factor de reducción por resistencia).

L, t = Longitud y espesor de muro.

V = Fuerza cortante total en la base.

$$V = \frac{W}{R_d} \cdot P \dots\dots\dots(3.4)$$

TABLA 23: PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS.

PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS				
NIVELES	AREA	PESO	N° DE PISOS	TOTAL
SEMI-SOTANO	270.60 m ²	1.10 Ton/m ²	1.00	297.6600 Ton
1° NIVEL	270.60 m ²	1.10 Ton/m ²	1.00	297.6600 Ton
2° @ 8° NIVEL	270.60 m ²	1.10 Ton/m ²	7.00	2083.6200 Ton
9° NIVEL	270.60 m ²	1.10 Ton/m ²	1.00	297.6600 Ton
				2976.6 Ton

DATOS GENERALES DE LA EDIFICACION				
Z	=	0.35	Tp	= 0.60
U	=	1.00	hn	= 27.50
S	=	1.15	N	= 9
R	=	6.00	CT	= 60

PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

$$T = \frac{h_n}{C_t} \rightarrow T = 0.46 < 0.70 \rightarrow Fa = 0 \text{ OK!}$$

$$Fa = 0.07 \times T \times V \leq 0.15 \times V$$

$$Fa = 16.8267$$

FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) \leq 2.5 \quad C = 3.27 \quad C = 2.50$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad = 0.42 \text{ OK!}$$

CALCULO DE CORTANTE BASAL

$$V_{Estático} = \frac{ZUCS}{R} \times P \quad V = 499.20 \text{ Ton}$$

Para el predimensionamiento se aplica un método aproximado que consiste en igualar la fuerza cortante basal a la suma de la resistencia del concreto de las placas.

Para $t = 25.00$ cm. Tenemos

$$V_{Estático} \leq \phi V_c \quad V_c = 0.53x\sqrt{f'_c}cxLxt \quad V_{Estático} \leq \phi 0.53\sqrt{f'_c}cxLxt$$

Reemplazando se tiene:

$$\begin{aligned} V &= 424.32 \text{ Ton} \\ f_c &= 210.00 \text{ kg/cm}^2 \\ t &= 25.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_i \geq \frac{V_{Estático}}{\phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times t}$$

$$L = 26.00$$

De nuestra estructuración se puede apreciar que en ambas direcciones no se cumple con las secciones mínimas para absorber la fuerza sísmica, por lo que se tendrá que usar placas en zonas centrales y laterales, hasta llegar a una longitud mayor a **30.00 cm** para que estructura pueda absorber toda la fuerza cortante debido a una posible sollicitación sísmica.

FUENTE: Elaboración propia

4.1.2. METRADO DE CARGAS

4.1.2.1. GENERALIDADES

Se cuantificarán las cargas verticales a las que se encuentra sometida la estructura del proyecto, considerándose como cargas muertas el peso de las estructuras del edificio (losas, vigas, columnas, placas, tabiquería de ladrillo, acabados, etc.) y como cargas vivas, a las producidas por las sobrecargas aplicadas en cada ambiente.

Para realizar un análisis de cada elemento se realizara el metrado de cargas para losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas y escaleras. Este proceso consiste en hallar las áreas tributarias asociadas a cada elemento para, dependiendo de las solicitudes a las que se encuentre, determinar el metraje.

Carga muerta: es el peso de la edificación conformada por todos sus elementos estructurales permanentes.

Carga viva: es el peso de cualquier objeto móvil dentro de la edificación.

Los valores de cargas y pesos unitarios a usar son los siguientes y han sido tomados de la NTE E.020 de Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

TABLA 24: CARGAS UNITARIAS PARA VIVIENDAS MULTIFAMILIARES.

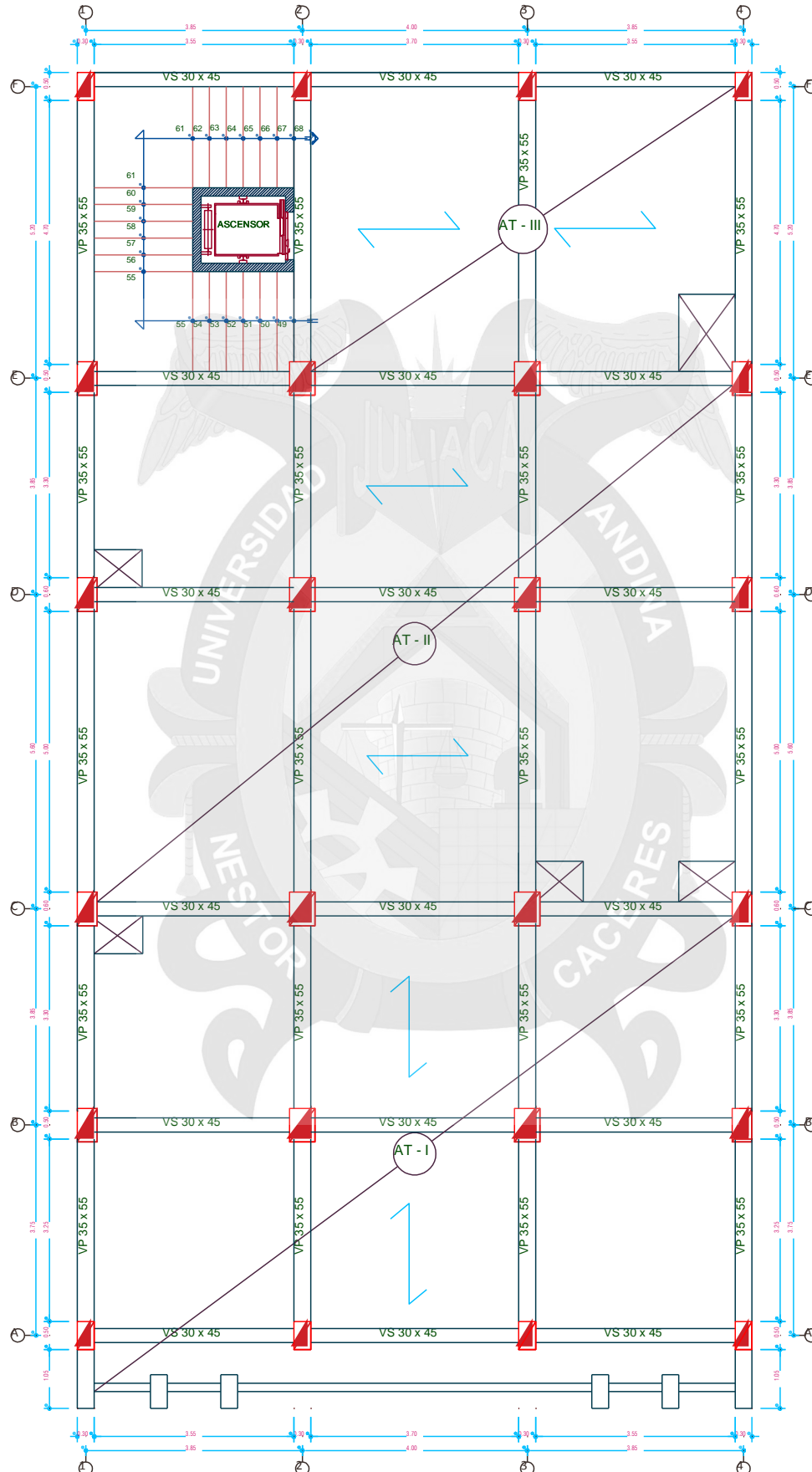
CARGAS MUERTAS	
Peso techo aligerado ($h = 0.25 \text{ m}$)	350 kg/m ²
Piso Terminado	100 kg/m ²
Muro de Ladrillo tabiques ($h=2.37\text{m}$, $e=15\text{cm}$)	640 kg/m
Muro de Ladrillo alféizares ($h=1.0\text{m}$, $e=15\text{cm}$)	270 kg/m
CARGAS VIVAS	
Techos típicos	200 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Techo Azotea	100 kg/m ²

FUENTE: E.020 RNE.

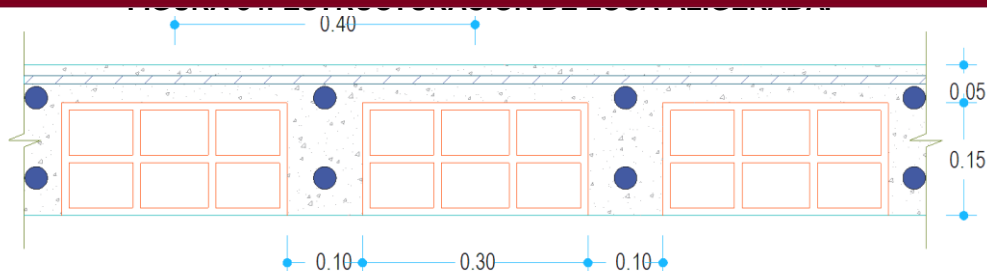
4.1.2.2. METRADO DE CARGAS EN LOSAS ALIGERADAS

Se realiza considerando una franja tributaria de 0.40 m, la cual corresponde al ancho de una vigueta de losa. La tabiquería colocada perpendicularmente al sentido del armado de las viguetas, se analiza como una carga concentrada puntual. Se presenta el procedimiento de metrado para el:

Se tiene 3 tipos de aligerado como se muestra a continuación."



Fuente: Elaboración propia.



Nota: Las unidades del Grafico se encuentran en metros.

Fuente: Elaboración propia.

Se tiene:

- Aligerado tipo I
- Aligerado tipo II
- Aligerado tipo III

METRADO DE CARGAS ALIGERADO TIPO - I

Azotea

seleccione Altura de Losa Aligerad

h = 20.00 cm
Ladrillo 20 x 30 x 30
S/C = 200

PESO DE CARGA MUERTA

DESCRIPCION	TOTAL
Peso del Aligerado (h=25 cm)	350.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
TOTAL	550.00 kg/m²

PESO DE CARGA VIVA

DESCRIPCION	TOTAL
Azotea	100.00 kg/m ²
TOTAL	100.00 kg/m²

MAYORACION DE CARGA

CM =	1.4	CM	550 kg/m ²
CV =	1.7	CV	100 kg/m ²
Peso por metro Lineal	WD	220.00 kg/ml	
Peso por metro Lineal	WL	40.00 kg/ml	

CARGAS MAYORADAS (m2)

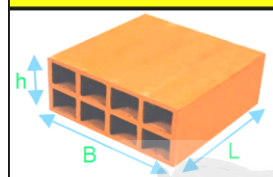
$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times WL$$

$$W_u = 376.00 \text{ kg/ml}$$

1er Nivel - 9vo Nivel

seleccione Altura de Losa Aligerad

h = 20.00 cm
Ladrillo 20 x 30 x 30
S/C = 200



Según RNE (E.020)

PESO DE CARGA MUERTA

DESCRIPCION	TOTAL
Peso del Aligerado (h=25 cm)	350.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
TOTAL	550.00 kg/m²

PESO DE CARGA VIVA

DESCRIPCION	TOTAL
Azotea	200.00 kg/m ²
TOTAL	200.00 kg/m²

MAYORACION DE CARGA

CM =	1.4
CV =	1.7

CM	550 kg/m ²
CV	200 kg/m ²

Peso por metro Lineal	WD	220.00 kg/ml
Peso por metro Lineal	WL	80.00 kg/ml

CARGAS MAYORADAS (m²)

$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times WL$$

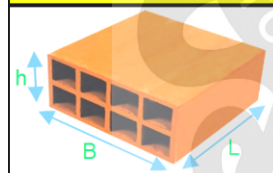
$$W_u = 444.00 \text{ kg/ml}$$

METRADO DE CARGAS ALIGERADO TIPO - II

Azotea

seleccione Altura de Losa Aligerad

h = 20.00 cm
Ladrillo 20 x 30 x 30
S/C = 200



Según RNE (E.020)

PESO DE CARGA MUERTA

DESCRIPCION	TOTAL
Peso del Aligerado (h=25 cm)	350.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
TOTAL	550.00 kg/m²

PESO DE CARGA VIVA

DESCRIPCION	TOTAL
Azotea	100.00 kg/m ²
TOTAL	100.00 kg/m²

MAYORACION DE CARGA

CM =	1.4
CV =	1.7

CM	550 kg/m ²
CV	100 kg/m ²

Peso por metro Lineal	WD	220.00 kg/ml
Peso por metro Lineal	WL	40.00 kg/ml

CARGAS MAYORADAS (m²)

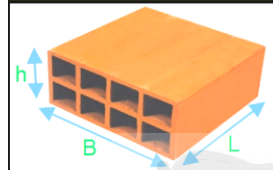
$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times WL$$

$$W_u = 376.00 \text{ kg/ml}$$

1er Nivel - 9vo Nivel

seleccione Altura de Losa Aligerad

h = 20.00 cm
Ladrillo 20 x 30 x 30
S/C = 200



Según RNE (E.020)

PESO DE CARGA MUERTA

DESCRIPCION	TOTAL
Peso del Aligerado (h=25 cm)	350.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
TOTAL	550.00 kg/m²

PESO DE CARGA VIVA

DESCRIPCION	TOTAL
Azotea	200.00 kg/m ²
TOTAL	200.00 kg/m²

MAYORACION DE CARGA

CM =	1.4
CV =	1.7

CM	550 kg/m ²
CV	200 kg/m ²

Peso por metro Lineal	WD	220.00 kg/ml
Peso por metro Lineal	WL	80.00 kg/ml

CARGAS MAYORADAS (m²)

$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times WL$$

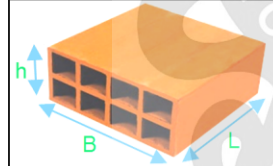
$$W_u = 444.00 \text{ kg/ml}$$

METRADO DE CARGAS ALIGERADO TIPO - III

Azotea

seleccione Altura de Losa Aligerad

h = 20.00 cm
Ladrillo 20 x 30 x 30
S/C = 200



Según RNE (E.020)

PESO DE CARGA MUERTA

DESCRIPCION	TOTAL
Peso del Aligerado (h=25 cm)	350.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
TOTAL	550.00 kg/m²

PESO DE CARGA VIVA

DESCRIPCION	TOTAL
Azotea	100.00 kg/m ²
TOTAL	100.00 kg/m²

MAYORACION DE CARGA

CM =	1.4
CV =	1.7

CM	550 kg/m ²
CV	100 kg/m ²

Peso por metro Lineal	WD	220.00 kg/ml
Peso por metro Lineal	WL	40.00 kg/ml

CARGAS MAYORADAS (m²)

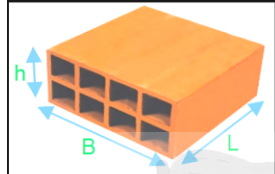
$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times WL$$

$$W_u = 376.00 \text{ kg/ml}$$

1er Nivel - 9vo Nivel

seleccione Altura de Losa Aligerad

h = 20.00 cm
Ladrillo 20 x 30 x 30
S/C = 200



Según RNE (E.020)

PESO DE CARGA MUERTA

DESCRIPCION	TOTAL
Peso del Aligerado (h=25 cm)	350.00 kg/m ²
Acabados	100.00 kg/m ²
Tabiquería	100.00 kg/m ²
TOTAL	550.00 kg/m²

PESO DE CARGA VIVA

DESCRIPCION	TOTAL
Azotea	200.00 kg/m ²
TOTAL	200.00 kg/m²

MAYORACION DE CARGA

CM =	1.4	CM	550 kg/m ²
CV =	1.7	CV	200 kg/m ²
Peso por metro Lineal	WD	WD	220.00 kg/ml
Peso por metro Lineal	WL	WL	80.00 kg/ml

CARGAS MAYORADAS (m²)

$$W_u = 1.4 \times WD + 1.7 \times WL$$

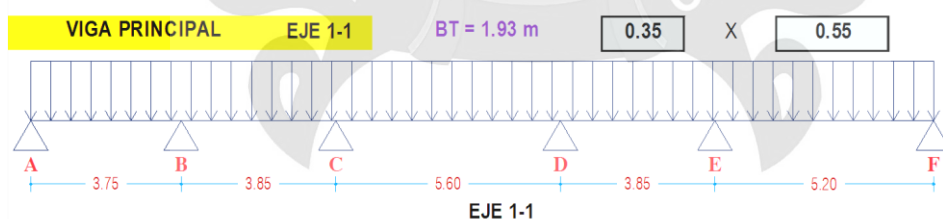
$$W_u = 444.00 \text{ kg/ml}$$

4.1.2.3. METRADO DE CARGAS EN VIGAS PERALTADAS

Son las que recibirán la mayor parte de las cargas, a continuación se calcula los metrados de cargas en vigas.

METRADO DE CARGAS EN VIGAS PERALTADAS

AZOTEA

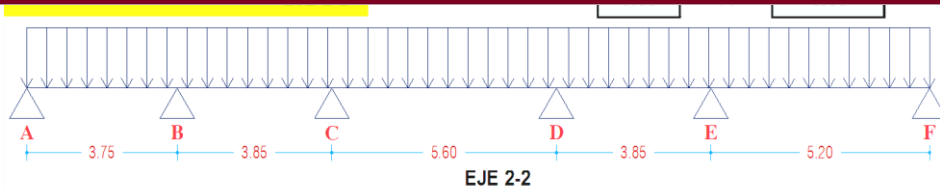


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	231.00			=	231.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	1.93	=	675.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
					1362.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
					228.00 kg/ml



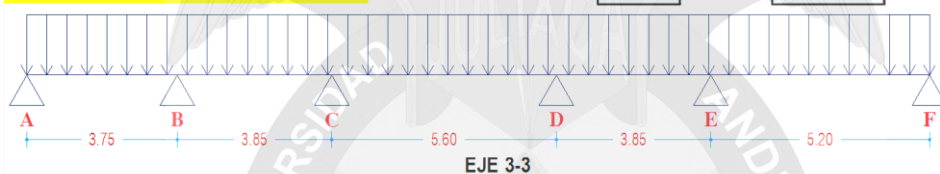
CARGAS MUERTAS

Peso Propio	231.00			=	231.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	3.93	=	1375.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
					2462.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
					428.00 kg/ml

VIGA PRINCIPAL EJE 3-3 **BT = 3.93 m** **0.35** X **0.55**



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	231.00			=	231.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	3.93	=	1375.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
					2462.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
					428.00 kg/ml

VIGA PRINCIPAL EJE 4-4 **BT = 1.93 m** **0.35** X **0.55**

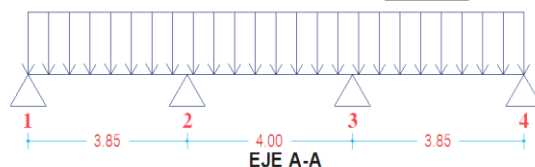


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	231.00			=	231.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	1.93	=	675.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
					1362.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
					228.00 kg/ml



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	162.00			=	162.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	1.88	=	658.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.18	=	218.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	2.18	=	218.00 kg/ml
					1256.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	2.18	=	218.00 kg/ml
					218.00 kg/ml

VIGA SECUNDARIA EJE B-B

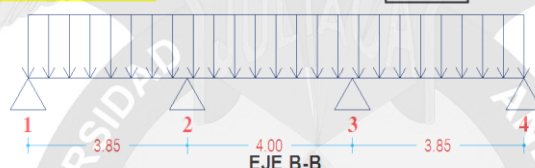
EJE B-B

BT = 3.80 m

0.30

X

0.45



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	162.00			=	162.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	3.80	=	1330.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.10	=	410.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.10	=	410.00 kg/ml
					2312.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	4.10	=	410.00 kg/ml
					410.00 kg/ml

VIGA SECUNDARIA EJE C-C

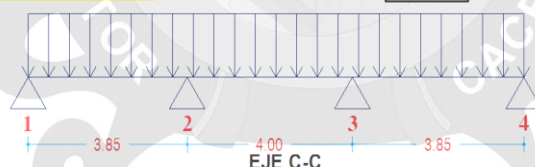
EJE C-C

BT = 4.73 m

0.30

X

0.45

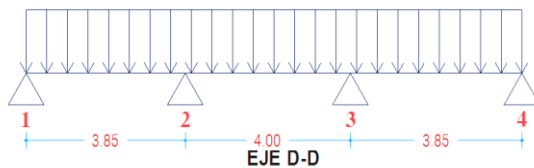


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	162.00			=	162.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	4.73	=	1655.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	5.03	=	503.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	5.03	=	503.00 kg/ml
					2823.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	5.03	=	503.00 kg/ml
					503.00 kg/ml



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	162.00			=	162.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	4.72	=	1652.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	5.02	=	502.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	5.02	=	502.00 kg/ml
					2818.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	5.02	=	502.00 kg/ml
					502.00 kg/ml

VIGA SECUNDARIA EJE E-E

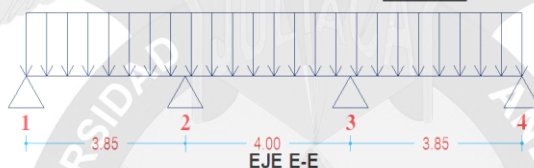
EJE E-E

BT = 4.53 m

0.30

X

0.45



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	162.00			=	162.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	4.53	=	1585.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.83	=	483.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.83	=	483.00 kg/ml
					2713.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	4.83	=	483.00 kg/ml
					483.00 kg/ml

VIGA SECUNDARIA EJE F-F

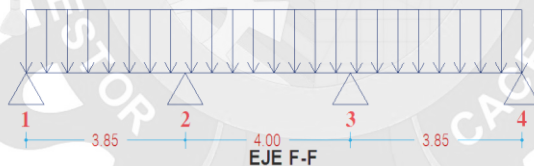
EJE F-F

BT = 2.60 m

0.30

X

0.45



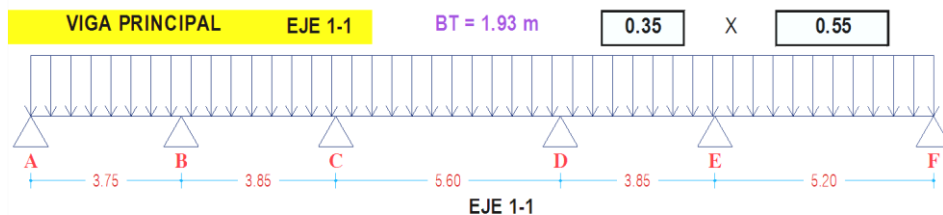
CARGAS MUERTAS

Peso Propio	162.00			=	162.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	2.60	=	910.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.90	=	290.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	2.90	=	290.00 kg/ml
					1652.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	100.00	x	2.90	=	290.00 kg/ml
					290.00 kg/ml

1er Nivel al 8vo Nivel y Sotano

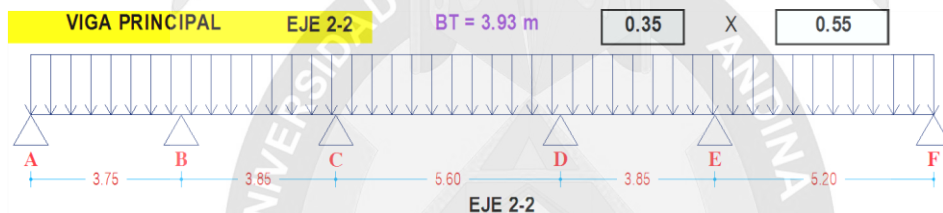


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	462.00			=	462.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	1.93	=	675.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
					1593.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	2.28	=	456.00 kg/ml
					456.00 kg/ml

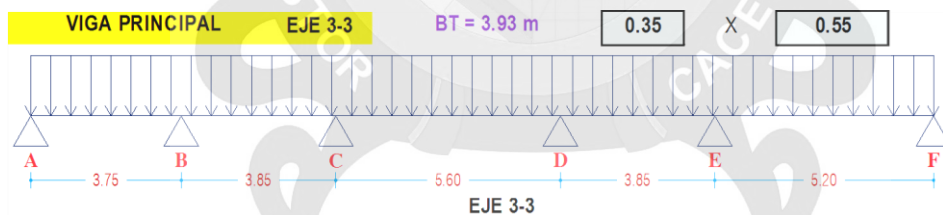


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	462.00			=	462.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	3.93	=	1375.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
					2693.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	4.28	=	856.00 kg/ml
					856.00 kg/ml

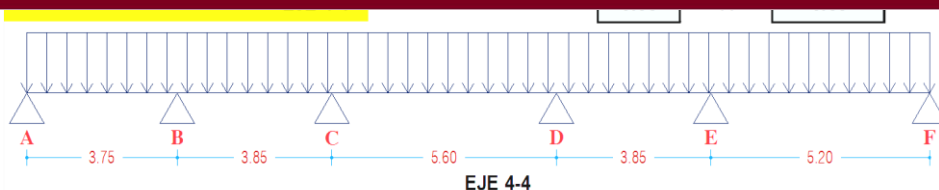


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	462.00			=	462.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	3.93	=	1375.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.28	=	428.00 kg/ml
					2693.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	4.28	=	856.00 kg/ml
					856.00 kg/ml



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	462.00			=	462.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	1.93	=	675.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	2.28	=	228.00 kg/ml
					1593.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	2.28	=	456.00 kg/ml
					456.00 kg/ml

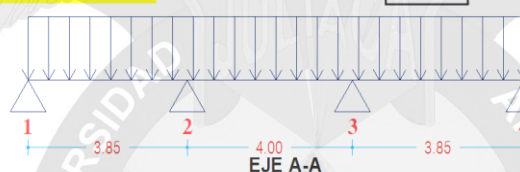
VIGA SECUNDARIA EJE A-A

BT = 1.88 m

0.30

X

0.45



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	324.00			=	324.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	1.88	=	658.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.18	=	218.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	2.18	=	218.00 kg/ml
					1418.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	2.18	=	436.00 kg/ml
					436.00 kg/ml

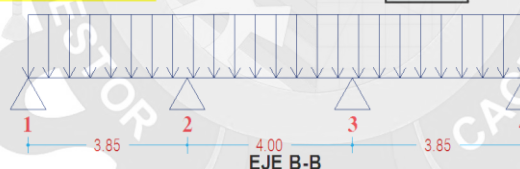
VIGA SECUNDARIA EJE B-B

BT = 3.80 m

0.30

X

0.45

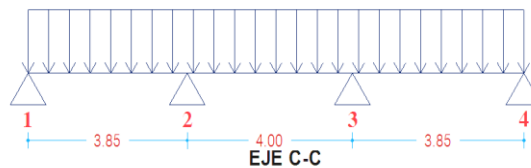


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	324.00			=	324.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	3.80	=	1330.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.10	=	410.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.10	=	410.00 kg/ml
					2474.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	4.10	=	820.00 kg/ml
					820.00 kg/ml



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	324.00			=	324.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	4.73	=	1655.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	5.03	=	503.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	5.03	=	503.00 kg/ml
					2985.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	5.03	=	1006.00 kg/ml
					1006.00 kg/ml

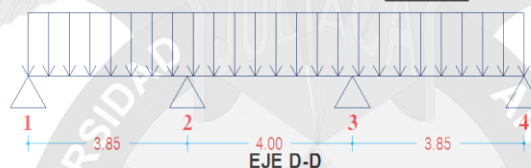
VIGA SECUNDARIA EJE D-D

BT = 4.72 m

0.30

X

0.45



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	324.00			=	324.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	4.72	=	1652.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	5.02	=	502.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	5.02	=	502.00 kg/ml
					2980.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	5.02	=	1004.00 kg/ml
					1004.00 kg/ml

VIGA SECUNDARIA EJE E-E

BT = 4.53 m

0.30

X

0.45

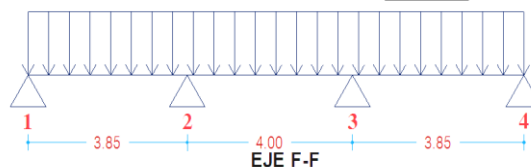


CARGAS MUERTAS

Peso Propio	324.00			=	324.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	4.53	=	1585.50 kg/ml
Acabados	100.00	x	4.83	=	483.00 kg/ml
Tabiquería Móvil	100.00	x	4.83	=	483.00 kg/ml
					2875.50 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	4.83	=	966.00 kg/ml
					966.00 kg/ml



CARGAS MUERTAS

Peso Propio	324.00			=	324.00 kg/ml
Carga de Losa	350.00	x	2.60	=	910.00 kg/ml
Acabados	100.00	x	2.90	=	290.00 kg/ml
Tabiquería Movil	100.00	x	2.90	=	290.00 kg/ml
					1814.00 kg/ml

CARGAS VIVAS

Sobrecarga	200.00	x	2.90	=	580.00 kg/ml
					580.00 kg/ml

4.1.2.4. METRADO DE CARGAS EN ESCALERAS

Las escaleras tiene una mayor sobrecarga viva de 200kg/m², Las escaleras son elementos importantes por ser una vía de evacuación Trabaja como una losa maciza inclinada, por lo tanto su diseño se hace como tal.

TABLA 25: METRADO DE CARGAS EN ESCALERAS

METRADO DE CARGAS EN ESCALERAS

$$W(pp) = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t \sqrt{1 + (cp/p)^2} \right]$$

Donde: γ = Peso específico del concreto
 cp = Contrapaso
 p = Paso
 $W(pp)$ = Peso Propio
 t = Espesor de la escalera

Datos:	
γ =	2400 kg/m ³
cp =	0.16 m
p =	0.30 m
Acab =	100 kg/m ²
h =	0.16 m
S/C =	200 kg/m ²
t =	0.16 m

CALCULO:

$$W(pp) = 627 \text{ kg/m}^2$$

Tramo Inclinado:

Peso propio =	627 kg/m ²
Acabados =	100 kg/m ²
WD =	727 kg/m²

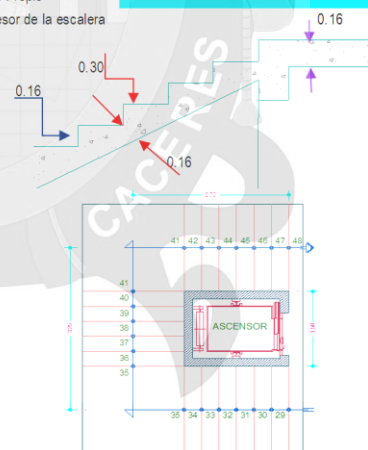
$$WL = 200 \text{ kg/m}^2$$

Descanso:

Peso propio =	383 kg/m ²
Acabados =	100 kg/m ²
WD =	483 kg/m²

$$WL = 200 \text{ kg/m}^2$$

ESQUEMA GENERAL



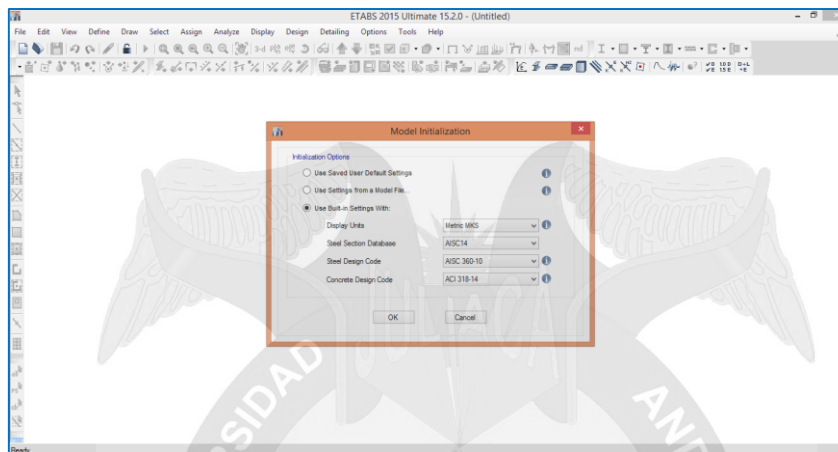
DESCRIPCION	ANCHO TRIB. m	ANCHO DISEÑO m	TRAMO DESCANSO WD (kg/m)	TRAMO DESCANSO WD (kg/m)	TRAMO INCLINADO WD (kg/m)	TRAMO INCLINADO WD (kg/m)	TRAMO DESCANSO WD (kg/m)	TRAMO DESCANSO WD (kg/m)	Rev.
PRIMER NIVEL									
TRAMO I	1.75	1.00			727	200	483	200	Ok!
TRAMO II	1.80	1.00	483	200	727	200	483	200	Ok!
TRAMO III	1.75	1.00	483	200	727	200			Ok!
2do, 4to, 6to, 8vo NIVEL									
TRAMO I	1.75	1.00			727	200	483	200	Ok!
TRAMO II	1.80	1.00	483	200	727	200	483	200	Ok!
TRAMO III	1.75	1.00	483	200	727	200			Ok!
3ro, 5to, 7mo, 9no NIVEL									
TRAMO I	1.75	1.00			727	200	483	200	Ok!
TRAMO II	1.80	1.00	483	200	727	200	483	200	Ok!
TRAMO III	1.75	1.00	483	200	727	200			Ok!

Fuente: (Elaboración Propia, 2017)

4.1.3. MODELADO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

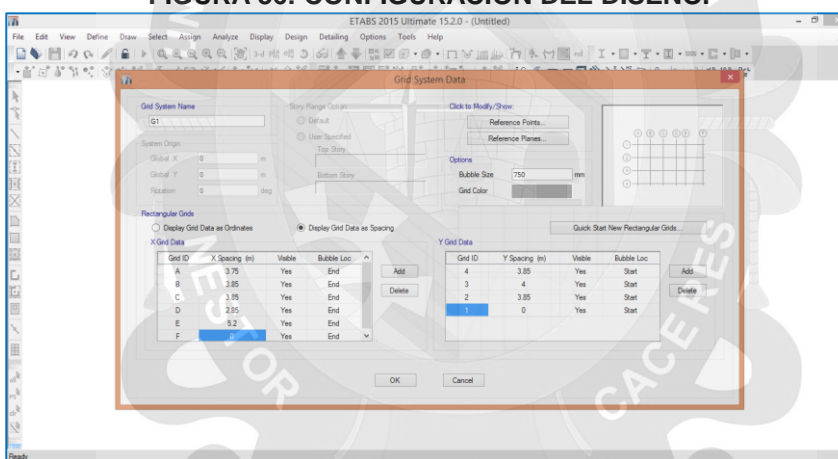
Para el análisis de la súper-estructura se utiliza el software ETABS versión 15.2, para el modelamiento de la estructura, a continuación se muestran algunos datos y graficas que se tomaron durante el modelo.

FIGURA 35: INICIANDO NUEVO MODELO.



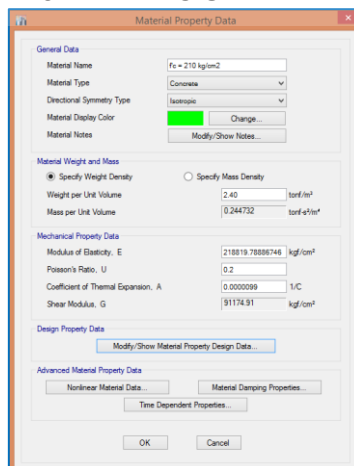
Fuente: (Elaboración Propia, 2017).

FIGURA 36: CONFIGURACIÓN DEL DISEÑO.

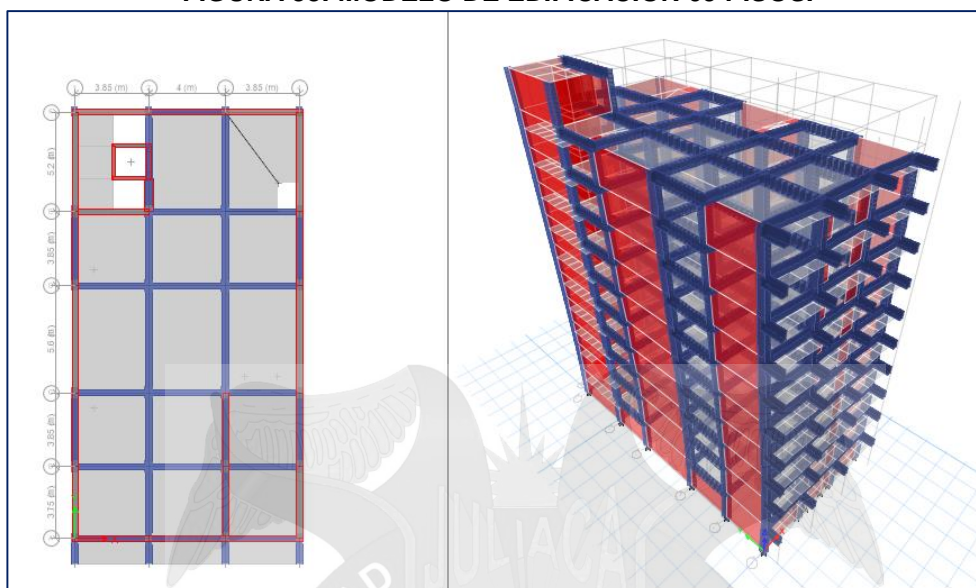


Fuente: (Elaboración Propia, 2017).

FIGURA 37: DEFINICIÓN DE MATERIAL.

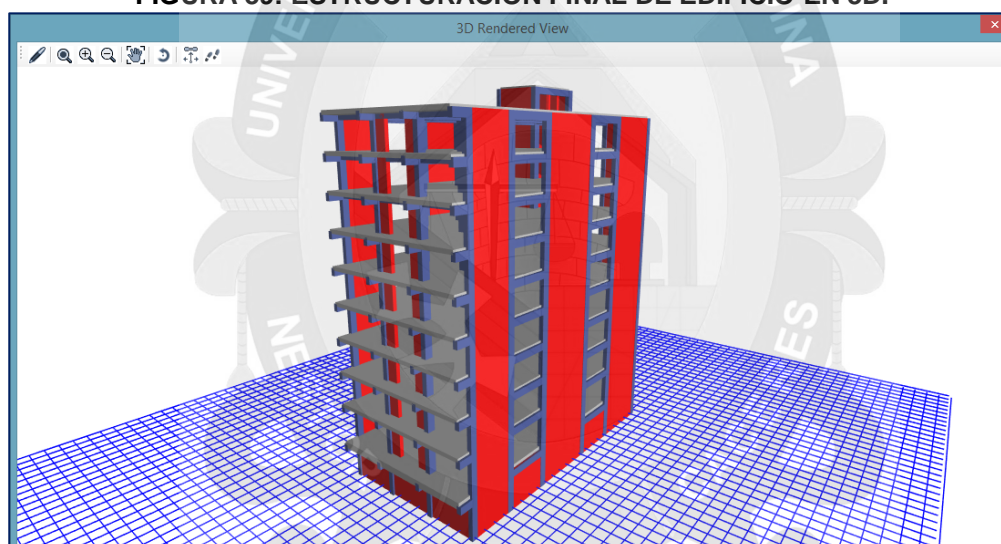


Fuente: Elaboración Propia.



Fuente: Elaboración Propia.

FIGURA 39: ESTRUCTURACIÓN FINAL DE EDIFICIO EN 3D.



Fuente: Elaboración Propia

4.1.4. CASOS DE CARGA Y COMBINACIONES

4.1.4.1. INTRODUCCIÓN

El análisis estructural del edificio estudiara el probable comportamiento de la edificación, en cada momento que reciban cargas los elementos principales ya sean de gravedad o por el peso propio del edificio, y cargas de sismo, y el espectro de respuesta.

- D = Carga peso propio
- L = Carga Viva
- S = fuerzas de Sismo / ESPECTRO= espectro de respuesta

4.1.4.2. MODELO ESTRUCTURAL

4.1.4.2.1. ANÁLISIS ESTÁTICO

Las Combinaciones de Carga consideradas para el análisis estático de acuerdo al RNE E-060, y E-030, se puede generar las siguientes combinaciones.

TABLA 26: COMBINACIONES DE CARGAS.

COMBINACION DE CARGAS		
1.4D + 1.7L	COMB 1	1.4D + 1.7L1
	COMB 2	1.4D + 1.7L2
	COMB 3	1.4D + 1.7L3
1.25D + 1.25L +/-S	COMB 4	1.25D + 1.25L1 - SX
	COMB 5	1.25D + 1.25L1 + SX
	COMB 6	1.25D + 1.25L2 - SX
	COMB 7	1.25D + 1.25L2 + SX
	COMB 8	1.25D + 1.25L3 - SX
	COMB 9	1.25D + 1.25L3 + SX
	COMB 10	1.25D + 1.25L1 - SY
	COMB 11	1.25D + 1.25L1 + SY
	COMB 12	1.25D + 1.25L2 - SY
	COMB 13	1.25D + 1.25L2 + SY
	COMB 14	1.25D + 1.25L3 - SY
	COMB 15	1.25D + 1.25L3 + SY
0.9D +/- S	COMB 16	0.9D + SX
	COMB 17	0.9D - SX
	COMB 18	0.9D + SY
	COMB 19	0.9D - SY
ENVOLVENTE	COMB 20	COMB 1+ + COMB19

Fuente: Elaboración Propia.

Las cargas vivas presentan distintas distribuciones, en el caso del diseño se consideraron tres casos de sobrecargas, las combinaciones anteriores se realizaran con cada una de los casos de cargas vivas planteadas.

4.1.4.2.2. ANÁLISIS DINÁMICO

Las Combinaciones de Carga consideradas para el análisis dinámico de acuerdo al RNE E-060, se puede generar las siguientes combinaciones.

TABLA 27: COMBINACIONES DE CARGAS.

COMBINACION DE CARGAS		
1.4D + 1.7L	COMB 1	1.4D + 1.7L1
	COMB 2	1.4D + 1.7L2
	COMB 3	1.4D + 1.7L3
1.25D + 1.25L +/- ESPECTRO	COMB 4	1.25D + 1.25L1 - SX
	COMB 5	1.25D + 1.25L1 + SX

	COMB 6	1.25D + 1.25L2 - SX
	COMB 7	1.25D + 1.25L2 + SX
	COMB 8	1.25D + 1.25L3 - SX
	COMB 9	1.25D + 1.25L3 + SX
	COMB 10	1.25D + 1.25L1 - SY
	COMB 11	1.25D + 1.25L1 + SY
	COMB 12	1.25D + 1.25L2 - SY
	COMB 13	1.25D + 1.25L2 + SY
	COMB 14	1.25D + 1.25L3 - SY
	COMB 15	1.25D + 1.25L3 + SY
0.9D +/- S	COMB 16	0.9D + SX
	COMB 17	0.9D - SX
	COMB 18	0.9D + SY
	COMB 19	0.9D - SY
ENVOLVENTE	COMB 20	COMB 1+ + COMB19

Fuente: Elaboración Propia.

4.1.4.3. ASIGNACIONES DE CARGA

Carga Muerta D

En las siguientes hojas se muestra algunas imágenes de los modelos estructurales generados con el programa especializado en estructuras "ETABS Versión 15.2", se han asignado cargas distribuidas y cargas puntuales, el peso de las columnas y las vigas se ha obviado por que el programa calcula el peso propio.

Carga Viva L

Se le ha asignado las cargas vivas, de acuerdo a la norma.

4.1.5. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1.5.1. INTRODUCCIÓN

El análisis estructural del edificio, corresponde a una fuerza de reacción que presenta los marcos que compongan la estructura y se localiza en su base.

CALCULO DEL PESO SÍSMICO EFECTIVO SEGÚN LA NTE E-0.30

E.030 (2016) define:

El peso sísmico efectivo del edificio se determina de acuerdo con lo indicado en el artículo 4.3 de la NTE E-0.30 que se muestra a continuación.

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.

- b. En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- c. En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- d. En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- e. En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

Como el edificio tendrá uso de hospedaje, entonces de acuerdo con la tabla N° 5 de la NTE E-030 de diseño sismorresistente, la categoría de edificación que le corresponde es del tipo C. Luego de acuerdo con lo anterior debemos usar el ítem b. del artículo 4.3 para calcular el peso sísmico efectivo. (p.8)

TABLA 28: CATEGORÍAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U".

TABLA N° 5 CATEGORÍAS DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0

FUENTE: E.030 RNE, 2016.

Con la siguiente formula se determina el peso sísmico efectivo:

$$P = (\text{PesoPropio} + CM) + 0.25CV + 0.25CVT$$

INCORPORACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

"La incorporación del espectro de diseño obedece estrictamente a la aplicación del artículo 4.6.2, que permite graficar valores de pseudo-aceleración para un determinado periodo de vibración" (E.030, 2016, p.11).

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (89)$$

La ubicación geográfica de la zona (**Z**), en la que se llevara a cabo la construcción estará ubicado en la ciudad de Juliaca corresponde a la zona 3, la E.030 entonces se establece el factor:

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z
3	0.35

Fuente: RNE, E-0.30, 2016.

Para la edificación propuesta su uso está destinado a uso de vivienda de acuerdo a la norma E.030 establece que el coeficiente corresponde al de una edificación de categoría C, y de acuerdo con la tabla su valor es:

TABLA 30: FACTOR U

CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	
CATEGORIA	U
C	1,0

Fuente: RNE, E-0.30, 2016.

El factor de suelo (**S**), para la ubicación mencionada y su respectiva ubicación es en la zona 3 por ende corresponde:

TABLA 31: FACTOR SUELO

FACTOR SUELO	
ZONA	SUELO
Z ₃	S ₂ – 1.15

Fuente: RNE, E-0.30, 2016.

“Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo S y de los períodos T_P y T_L dado en la Tabla” (E.030, 2016, p.14).

TABLA 32: PERIODOS T_P Y T_L

PERIODOS “T _P ” Y “T _L ”	
PERIODOS	SUELO – S ₂
T _P	0,6
T _L	2,0

Fuente: RNE, E-0.30, 2016.

Para determinar el coeficiente de reducción (**R₀**), de una fuerza sísmica, que depende del diseño y estructuración por lo tanto se conoce el sistema estructural y material predominante, de acuerdo a lo expuesto, observando la composición estructural del edificio corresponde a:

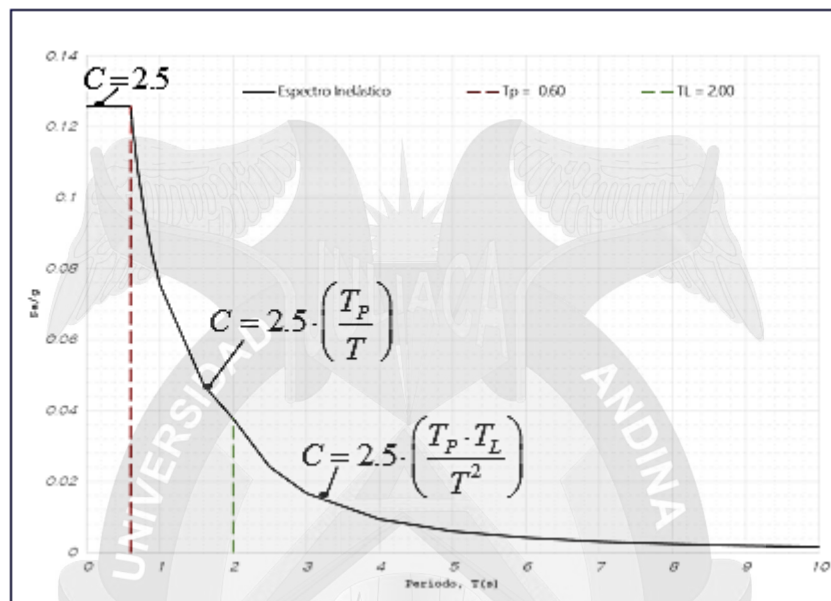
TABLA 33: SISTEMA ESTRUCTURAL

SISTEMA ESTRUCTURAL	
SISTEMA ESTRUCTURAL	Coeficiente básico de Reducción R ₀
CONCRETO ARMADO	
Muros estructurales	6

Fuente: RNE, E-0.30, 2016.

El factor de amplificación sísmica (C), que depende del periodo del edificio y del suelo. Como este valor depende de un periodo de tiempo T (s) se puede visualizar en la figura 43, la forma que tiene mediante la aplicación de las condiciones indicadas en el artículo 2.5" (E.030, 2016, p.15).

FIGURA 40: FUNCIÓN DEL FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA.



FUENTE: Elaboración Propia.

4.1.5.2. ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

4.1.5.2.1. GENERALIDADES

“Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación” (E.030, 2016, p.16).

4.1.5.2.2. FUERZA CORTANTE EN LA BASE

“El cortante estático en la base, V , del edificio, es calculado mediante la aplicación de la siguiente expresión en el artículo 4.5.2, según establecido el RNE, E.030” (E.030, 2016, p.17).

4.1.5.2.3. PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACIÓN

E.030 (2016) define:

La norma peruana E.030 Capítulo 4, Ítem 4.5.4, nos permite calcular de manera aproximada el periodo fundamental de la estructura en sus dos direcciones principales con la siguiente formula:

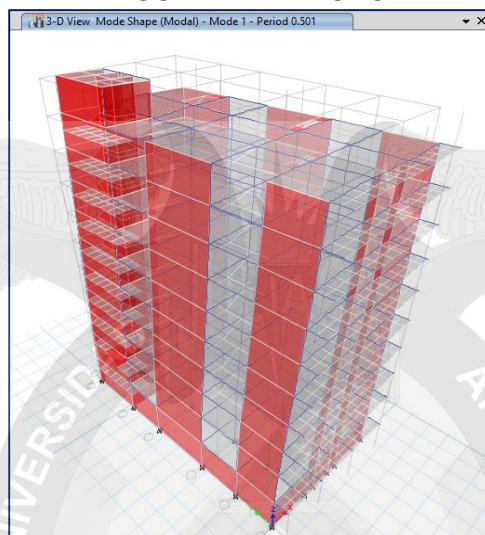
$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Dónde: h = altura total de la estructura

$C_p = 0.8$ Para edificios de albanilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada.

Cabe indicar que también el Software ETABS nos permite encontrar el periodo fundamental, tal como se aprecia en la figura. Por consiguiente usaremos dicho periodo fundamental. (p.15)

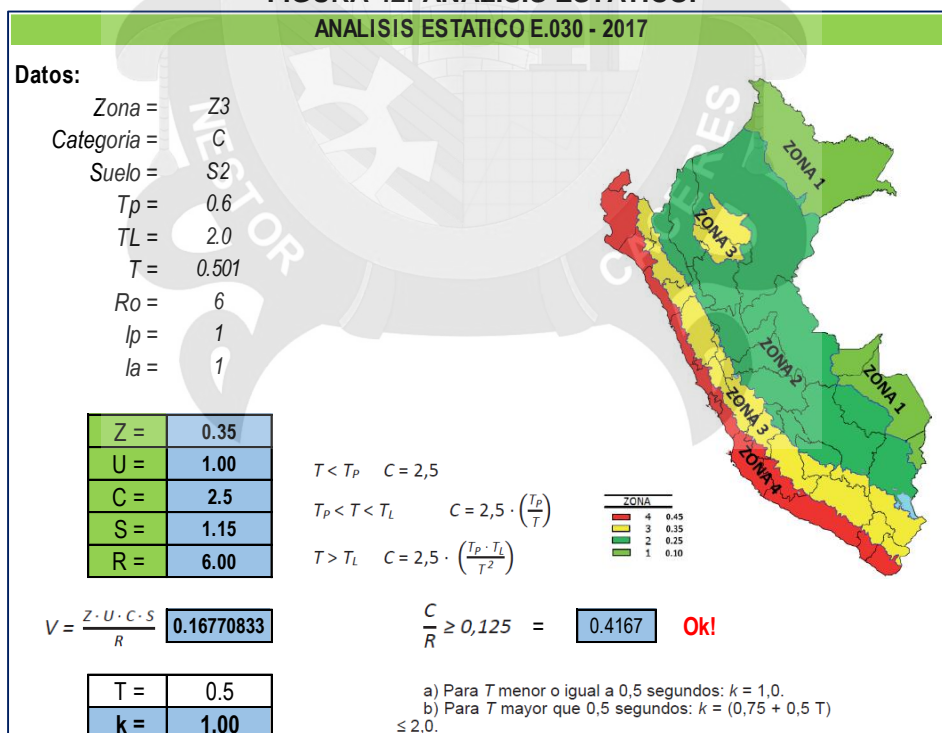
FIGURA 41: PERIODO.



FUENTE: Elaboración Propia.

Primer Modal = Mode 1 – Periodo $T = 0.501$

FIGURA 42: ANÁLISIS ESTÁTICO.



FUENTE: Elaboración Propia.

Story	Mass tonf-s²/m	Peso (ton)
AZOTEA	3.40	33.36
NIVEL 9	29.21	286.58
NIVEL 8	39.57	388.17
NIVEL 7	39.57	388.17
NIVEL 6	39.57	388.17
NIVEL 5	39.57	388.17
NIVEL 4	39.57	388.17
NIVEL 3	39.57	388.17
NIVEL 2	39.57	388.17
NIVEL 1	41.31	405.26
SOTANO	46.92	460.26
TOTAL	397.83	3,902.68

FUENTE: Elaboración Propia.

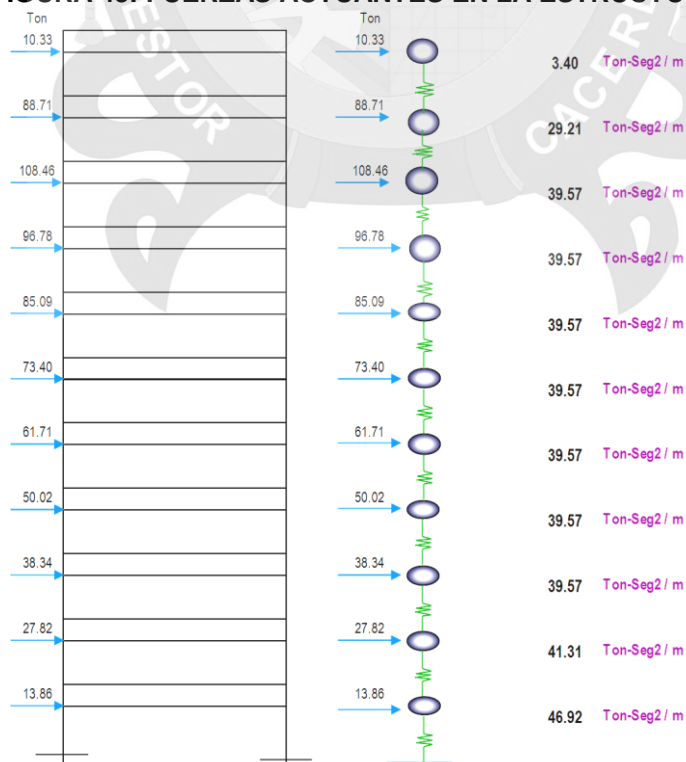
TABLA 35: CALCULO DE CORTANTE BASAL.

Pisos	Pi (ton)	hi (m)	Pi*(hi)*k	α_i	Fi (Ton)
AZOTEA	33.36	25.70	857	0.016	10.33
NIVEL 9	286.58	25.70	7365	0.136	88.71
NIVEL 8	388.17	23.20	9006	0.166	108.46
NIVEL 7	388.17	20.70	8035	0.148	96.78
NIVEL 6	388.17	18.20	7065	0.130	85.09
NIVEL 5	388.17	15.70	6094	0.112	73.40
NIVEL 4	388.17	13.20	5124	0.094	61.71
NIVEL 3	388.17	10.70	4153	0.076	50.02
NIVEL 2	388.17	8.20	3183	0.059	38.34
NIVEL 1	405.26	5.70	2310	0.043	27.82
SOTANO	460.26	2.50	1151	0.021	13.86
Total	3,902.68		54343		

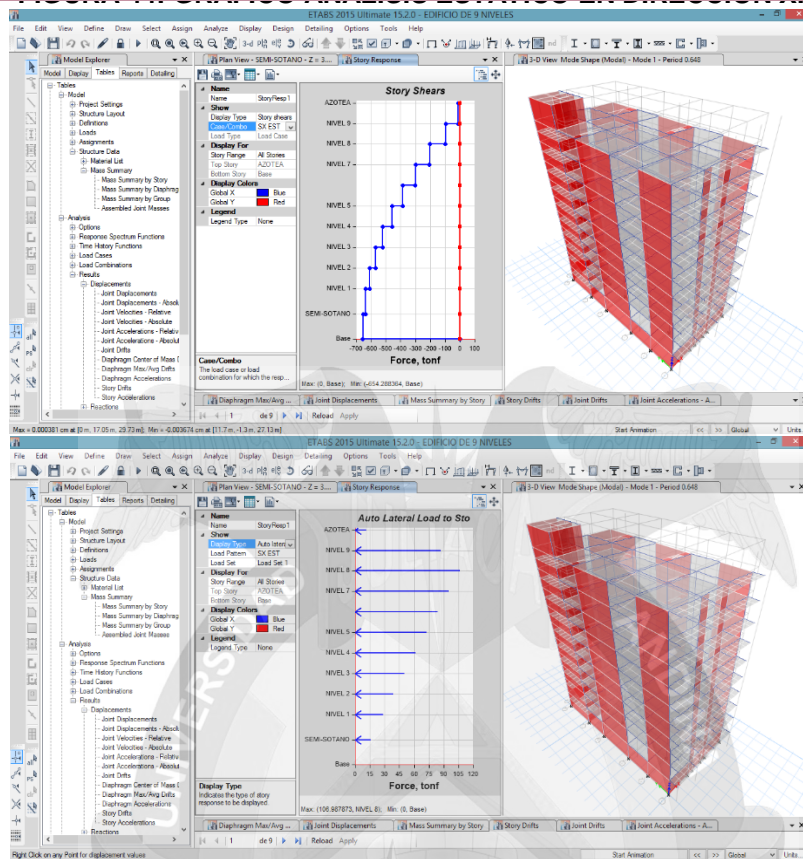
Vbasal	Vxx =	654.51	Ton	16.77%	Del Peso total del edificio
Vbasal	Vyy =	654.51	Ton	16.77%	Del Peso total del edificio

FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 43: FUERZAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA.

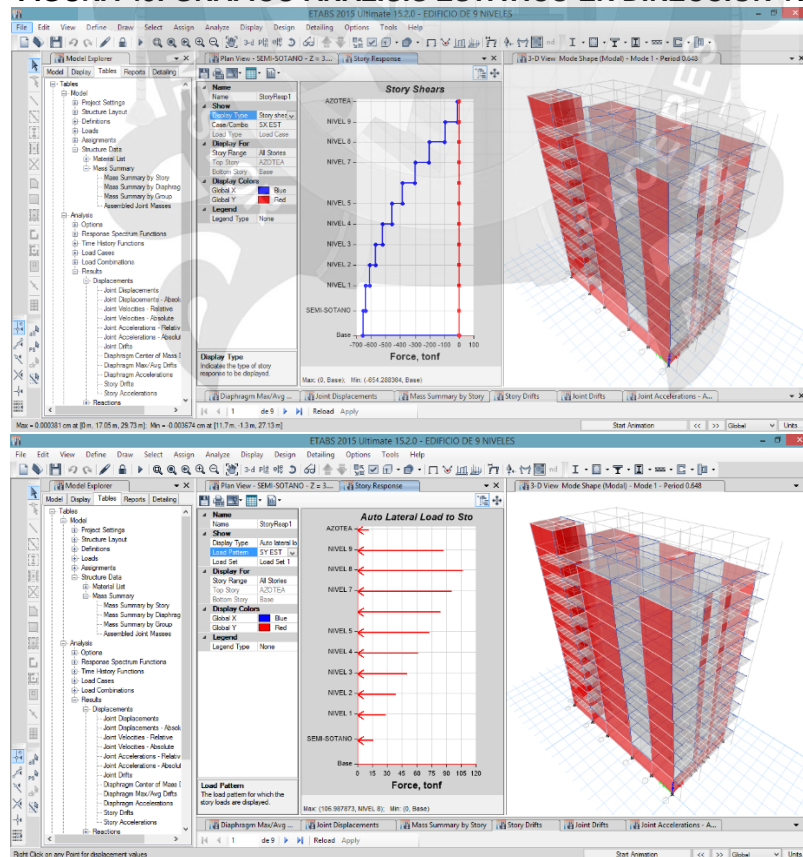


FUENTE: Elaboración Propia.



FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 45: GRAFICO ANÁLISIS ESTÁTICO EN DIRECCIÓN Y.



FUENTE: Elaboración Propia.

4.10.2.4. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

Lo que indica la norma E-030 se debe hacer una multiplicación por 0.75R conociendo así los resultados del análisis lineal y elástico con las cargas sísmicas, los valores obtenidos no deben superar lo que la norma indica en los desplazamientos de entre piso.

Se muestran los resultados obtenidos de los desplazamientos máximos en ambas direcciones en este caso en la dirección longitudinal X-X y la dirección longitudinal Y-Y para el análisis estático.

“El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado entre los centros de masas de dos pisos consecutivos no deben exceder de 0.007 la altura de entrepiso, para edificios de concreto armado.” (E.030, 2016, p.15).

TABLA 36: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE X.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES									
Tabla N° 11									
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO									
Material Predominante					(Δ_i / h_{ei})				
Concreto Armado					0.007				
Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal X									
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	D*0.75*R	< 0.007
					m	m	m		
AZOTEA	SX EST	X	0.00047	20.00	0.00	17.05	29.73	0.00212	Ok!
NIVEL 9	SX EST	X	0.00069	36.00	0.00	-1.30	27.13	0.00312	Ok!
NIVEL 8	SX EST	X	0.00080	36.00	0.00	-1.30	24.53	0.00362	Ok!
NIVEL 7	SX EST	X	0.00090	36.00	0.00	-1.30	21.93	0.00403	Ok!
NIVEL 6	SX EST	X	0.00097	36.00	0.00	-1.30	19.33	0.00437	Ok!
NIVEL 5	SX EST	X	0.00102	36.00	0.00	-1.30	16.73	0.00458	Ok!
NIVEL 4	SX EST	X	0.00103	36.00	0.00	-1.30	14.13	0.00463	Ok!
NIVEL 3	SX EST	X	0.00098	36.00	0.00	-1.30	11.53	0.00443	Ok!
NIVEL 2	SX EST	X	0.00089	36.00	0.00	-1.30	8.93	0.00401	Ok!
NIVEL 1	SX EST	X	0.00057	36.00	0.00	-1.30	6.33	0.00256	Ok!
SEMI-SOTANO	SX EST	X	0.00015	21.00	0.00	22.25	3.13	0.00068	Ok!
Máxima deriva en el eje longitudinal.					0.00463	<	0.007	Si Cumple	

FUENTE: Elaboración Propia.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007

Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m	D*0.75*R	< 0.007
AZOTEA	SY EST	Y	0.00036	62.00	3.85	20.15	29.73	0.00163	OK!
NIVEL 9	SY EST	Y	0.00036	27.00	11.70	-1.30	27.13	0.00161	OK!
NIVEL 8	SY EST	Y	0.00039	27.00	11.70	-1.30	24.53	0.00174	OK!
NIVEL 7	SY EST	Y	0.00041	27.00	11.70	-1.30	21.93	0.00185	OK!
NIVEL 6	SY EST	Y	0.00043	27.00	11.70	-1.30	19.33	0.00194	OK!
NIVEL 5	SY EST	Y	0.00044	27.00	11.70	-1.30	16.73	0.00197	OK!
NIVEL 4	SY EST	Y	0.00043	27.00	11.70	-1.30	14.13	0.00193	OK!
NIVEL 3	SY EST	Y	0.00040	27.00	11.70	-1.30	11.53	0.00180	OK!
NIVEL 2	SY EST	Y	0.00034	27.00	11.70	-1.30	8.93	0.00154	OK!
NIVEL 1	SY EST	Y	0.00023	27.00	11.70	-1.30	6.33	0.00104	OK!
SEMI-SOTANO	SY EST	Y	0.00008	21.00	0.00	22.25	3.13	0.00036	OK!
Máxima deriva en el eje longitudinal.			0.00197	<	0.007	Si Cumple			

FUENTE: Elaboración Propia.

4.1.5.3. ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

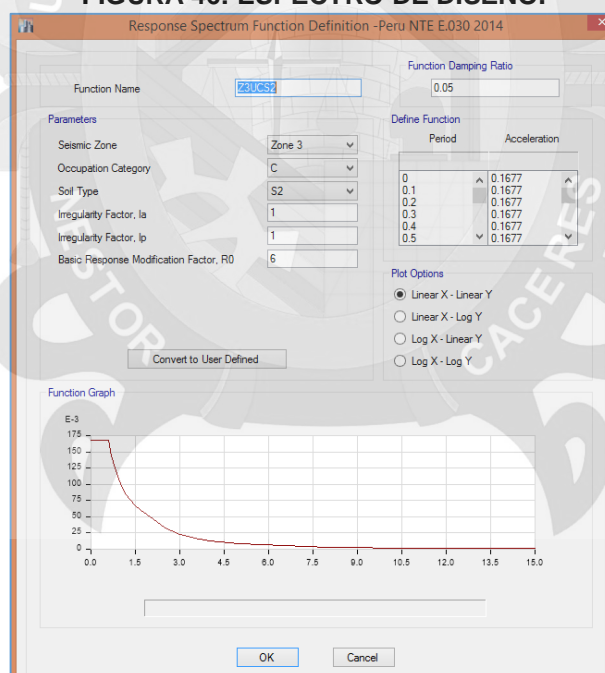
Las estructuras, cuando están sujetas a cargas o desplazamientos en la base, en realidad actúan dinámicamente, es decir, desarrollan acciones opuestas al movimiento impuesto por tales cargas o desplazamientos. El cortante dinámico se determina mediante los espectros de respuesta, Si éstos son aplicados muy lentamente, las fuerzas de inercia son bastante pequeñas (al ser las aceleraciones muy bajas) la forma modal es el procedimiento más usado en dinámica estructural. Permite despejar las n ecuaciones diferenciales de movimiento.

Existen dos formas de realizar el análisis modal, la primera es que se puede resolver cada ecuación modal tanto con el dominio del tiempo como en las frecuencias, es decir, integrada directamente o haciendo un cambio de variable de t a w y resulta en ese campo mediante el uso de la transformada de fourier, la segunda puede llevarse a cabo manteniendo para cada modo solo la máxima respuesta. Esto es particularmente conveniente cuando se usa un espectro de respuesta para representar el movimiento, en vez de un registro que es precisamente el caso de los análisis sísmicos especificados en los códigos de diseño, ya que el valor máximo se lee directamente del espectro para el amortiguamiento deseado.

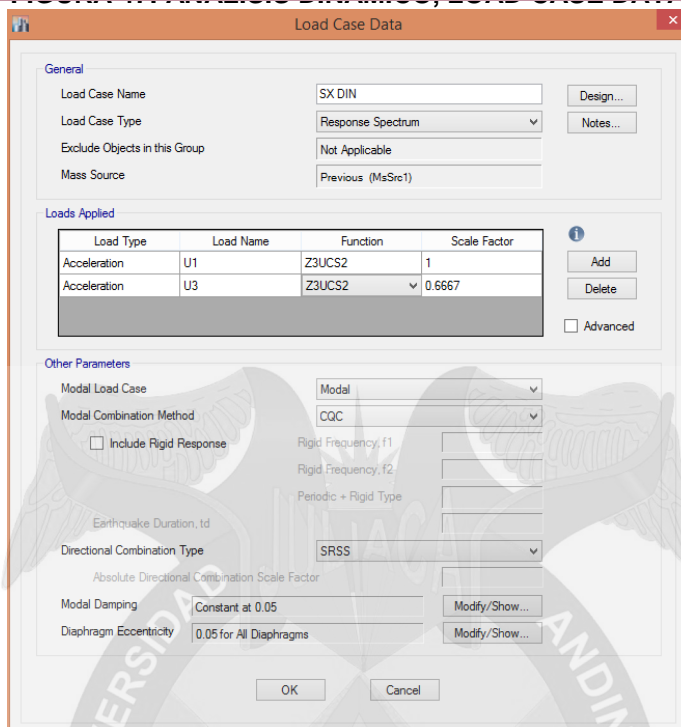
Por lo tanto se puede justificar un análisis de tipo estático. Por otro lado, las estructuras son un continuo y tienen un infinito número de grados de libertad. Se han tratado anteriormente las formas de concentrar la evaluación en puntos (nudos o pisos) que son suficientes para determinar el comportamiento de la estructura y calcular sus fuerzas internas.

La masa del sistema estructural es concentrada en los nudos o a nivel de los centros de masa de cada piso, según el modelo utilizado. Asimismo, si los análisis se realizan considerando que el material estructural tendrá un comportamiento elástico y lineal, las propiedades de rigidez de la estructura pueden aproximarse con un alto grado de confiabilidad, con ayuda de información experimental. Lo mismo puede asumirse para las propiedades de amortiguamiento. Las cargas dinámicas y las condiciones en la base de la cimentación suelen ser difíciles de estimar, sobre todo en el caso de cargas sísmicas.

FIGURA 46: ESPECTRO DE DISEÑO.



FUENTE: Elaboración Propia.



Load Case Data

General

Load Case Name: SX DIN

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MasSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Z3UCS2	1
Acceleration	U3	Z3UCS2	0.6667

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

☐ Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

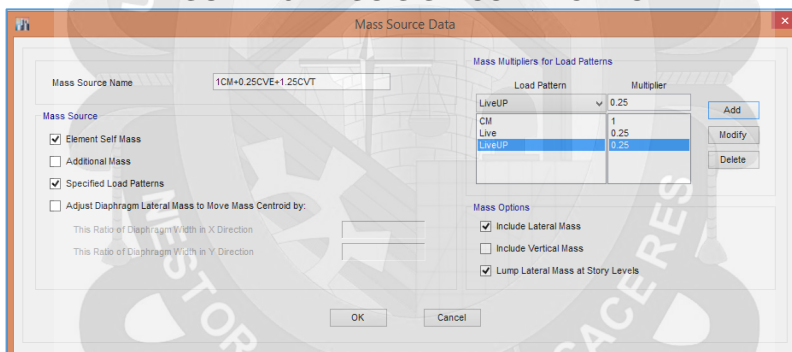
Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

OK Cancel

FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 48: PESO SÍSMICO EFECTIVO.



Mass Source Data

Mass Source Name: 1CM+0.25CVE+1.25CVT

Mass Source

☒ Element Self Mass

☐ Additional Mass

☒ Specified Load Patterns

☐ Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
LiveUP	0.25
CM	1
Live	0.25
LiveUP	0.25

Mass Options

☒ Include Lateral Mass

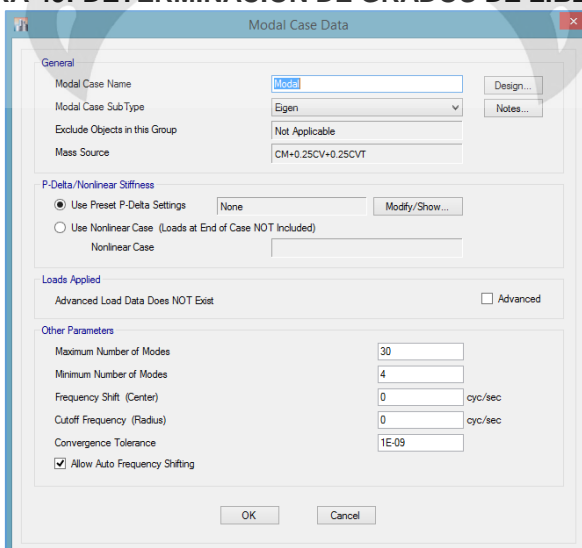
☐ Include Vertical Mass

☒ Lump Lateral Mass at Story Levels

OK Cancel

FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 49: DETERMINACIÓN DE GRADOS DE LIBERTAD.



Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal

Modal Case Sub Type: Eigen

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: CM+0.25CV+0.25CVT

P-Delta/Nonlinear Stiffness

☒ Use Preset P-Delta Settings

☐ Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Advanced Load Data Does NOT Exist: ☐ Advanced

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 30

Minimum Number of Modes: 4

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

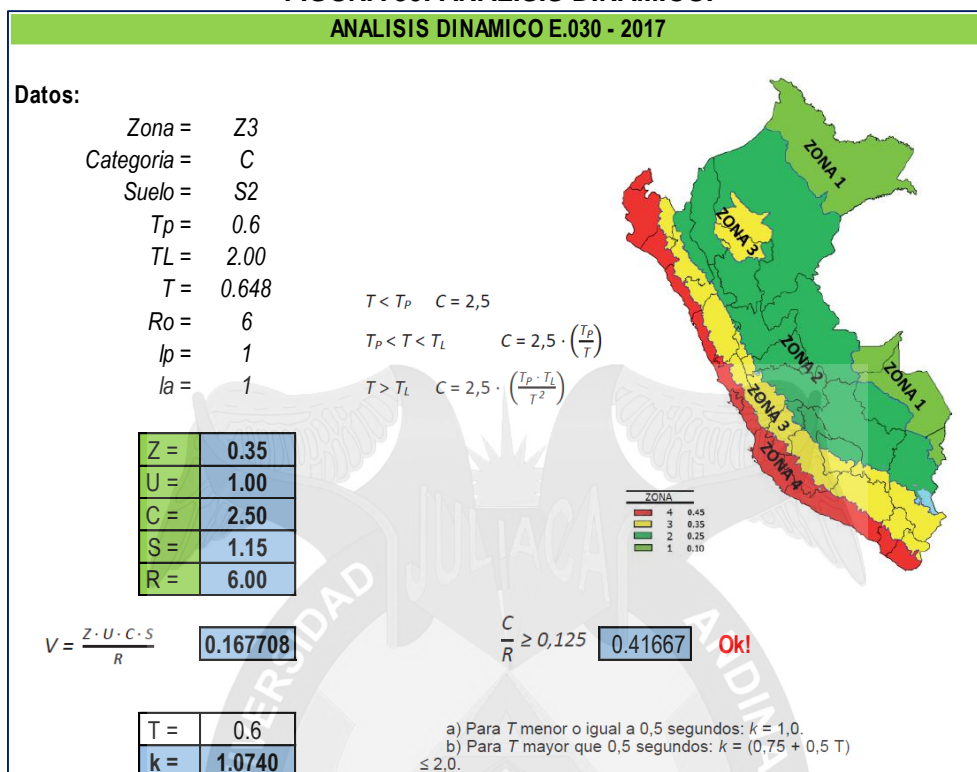
Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

☒ Allow Auto Frequency Shifting

OK Cancel

FUENTE: Elaboración Propia.



FUENTE: Elaboración Propia.

4.1.5.3.1. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO ANÁLISIS DE MODOS Y FRECUENCIAS

verificando los resultados obtenidos del análisis dinámico:

PERIODO DE VIBRACIÓN

TABLA 38: PERIODO DE VIBRACIÓN.

PERIODO DE VIBRACION					
Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
Modal	1	0.648	1.543	9.696	94.002
Modal	2	0.329	3.042	19.116	365.426
Modal	3	0.309	3.24	20.360	414.535
Modal	4	0.170	5.892	37.022	1370.661
Modal	5	0.085	11.824	74.295	5519.671
Modal	6	0.082	12.194	76.620	5870.544
Modal	7	0.077	12.927	81.221	6596.846
Modal	8	0.052	19.406	121.928	14866.538
Modal	9	0.041	24.683	155.085	24051.351
Modal	10	0.039	25.921	162.867	26525.720
Modal	11	0.036	27.969	175.732	30881.682
Modal	12	0.029	33.959	213.374	45528.271
Modal	13	0.027	36.741	230.850	53291.859
Modal	14	0.025	40.549	254.777	64911.049

Modal	16	0.024	42.537	267.270	71433.119
Modal	17	0.021	46.63	292.987	85841.483
Modal	18	0.020	50.92	319.941	102362.257
Modal	19	0.019	52.576	330.343	109126.694
Modal	20	0.018	55.423	348.232	121265.836
Modal	21	0.018	56.363	354.141	125416.062
Modal	22	0.016	63.158	396.832	157475.599
Modal	23	0.015	67.571	424.563	180254.081
Modal	24	0.014	71.791	451.075	203468.533
Modal	25	0.014	72.265	454.053	206163.718
Modal	26	0.013	75.657	475.368	225974.509
Modal	27	0.013	77.242	485.327	235541.916
Modal	28	0.012	80.108	503.334	253345.085
Modal	29	0.012	80.611	506.496	256538.511
Modal	30	0.012	84.875	533.288	284396.156

FUENTE: Elaboración Propia.

MODOS DE VIBRACIÓN

TABLA 39: MODOS DE VIBRACIÓN.

MODOS DE VIBRACION						
Case	Item Type	Item	Static	Mv > 90%	Dynamic	Mv > 90%
			%		%	
Modal	Acceleration	UX	100	Si Cumple	99.9	Si Cumple
Modal	Acceleration	UY	100	Si Cumple	99.85	Si Cumple

FUENTE: Elaboración Propia.

CORTANTE MÍNIMA DE BASE

TABLA 40: FUERZA CORTANTE DE BASE.

FUERZA DE CORTANTE MINIMA								
Story	Load Case/Comb	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
SEMI-SOTANO	SX EST	Bottom	0	-654.29	0.00	8059.54	0.00	-12289.22
SEMI-SOTANO	SY EST	Bottom	0	0.00	-654.29	-4057.86	12289.22	0.00
SEMI-SOTANO	SX DIN Max	Bottom	0	247.45	15.20	2597.28	282.73	4779.60
SEMI-SOTANO	SY DIN Max	Bottom	0	15.20	279.15	1752.26	5422.78	292.47
<p>Estructura Regular Min debe ser 80%</p> <p>Cortante en Direccion X 37.82% No Cumple</p> <p>Cortante en Direccion Y 42.66% No Cumple</p> <p>Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.</p> <p>Escalado en X 2.14174 Escalado en Y 1.89855</p>								

FUENTE: Elaboración Propia.

El factor de amplificación sísmica se utilizara debido a que nuestra cortante es menor del 80% del estático que tiene como mínimo según el RNE para edificaciones de tipo regular, entonces escalamos el resultado obtenido y con estos resultados y el análisis modelado en el Etabs v15.1 podremos realizar nuestro diseño de acero para los diferentes elementos que se tiene (columnas, vigas, placas, losas, y zapatas).

Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
SOTANO	SX EST	Bottom	0.00E+00	-654.29	0.00	8064.23	0.00	-12430.24
SOTANO	SY EST	Bottom	0.00E+00	0.00	-654.29	-4055.19	12430.24	0.00
SOTANO	SX DIN Max	Bottom	0.00E+00	529.97	32.55	5562.70	605.53	10236.67
SOTANO	SY DIN Max	Bottom	0.00E+00	28.85	529.97	3326.76	10295.43	555.27
<p>Estructura Regular Min debe ser 80%</p> <p>Cortante en Direccion X 81.00% Si Cumple</p> <p>Cortante en Direccion Y 81.00% Si Cumple</p>								

FUENTE: Elaboración Propia.

Verificando los resultados obtenidos del análisis dinámico y que estas no superen los parámetros de la norma E.030

TABLA 42: CONTROL DE DERIVAS MÁXIMAS EN X.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Tabla N° 11	
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_x / h_{ex})
Concreto Armado	0.007

Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	< 0.007
					m	m	m	
AZOTEA	DRIFT Max	X	0.00100	20.00	0.00	17.05	29.73	Ok!
NIVEL 9	DRIFT Max	X	0.00147	36.00	0.00	-1.30	27.13	Ok!
NIVEL 8	DRIFT Max	X	0.00171	36.00	0.00	-1.30	24.53	Ok!
NIVEL 7	DRIFT Max	X	0.00190	36.00	0.00	-1.30	21.93	Ok!
NIVEL 6	DRIFT Max	X	0.00206	36.00	0.00	-1.30	19.33	Ok!
NIVEL 5	DRIFT Max	X	0.00216	36.00	0.00	-1.30	16.73	Ok!
NIVEL 4	DRIFT Max	X	0.00218	36.00	0.00	-1.30	14.13	Ok!
NIVEL 3	DRIFT Max	X	0.00209	36.00	0.00	-1.30	11.53	Ok!
NIVEL 2	DRIFT Max	X	0.00189	36.00	0.00	-1.30	8.93	Ok!
NIVEL 1	DRIFT Max	X	0.00121	36.00	0.00	-1.30	6.33	Ok!
SEMI-SOTANO	DRIFT Max	X	0.00016	21.00	0.00	22.25	3.13	Ok!
Máxima deriva en el eje longitudinal.			0.00218	<	0.007	Si Cumple		

FUENTE: Elaboración Propia.

Tabla 43: CONTROL DE DERIVAS MÁXIMAS EN Y.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES												
<div>Tabla N° 11</div> <div>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</div> <table><tr><th>Material Predominante</th><th>(Δ_y / h_{ey})</th></tr><tr><td>Concreto Armado</td><td>0.007</td></tr></table> <div>Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal Y</div>									Material Predominante	(Δ_y / h_{ey})	Concreto Armado	0.007
Material Predominante	(Δ_y / h_{ey})											
Concreto Armado	0.007											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	< 0.007				
					m	m	m					
Azotea	DRIFT Max	Y	0.00422	78.00	-1.30	0.00	28.50	Ok!				
Piso 8	DRIFT Max	Y	0.00467	78.00	-1.30	0.00	25.50	Ok!				
Piso 7	DRIFT Max	Y	0.00511	78.00	-1.30	0.00	22.50	Ok!				
Piso 6	DRIFT Max	Y	0.00548	78.00	-1.30	0.00	19.50	Ok!				
Piso 5	DRIFT Max	Y	0.00566	78.00	-1.30	0.00	16.50	Ok!				
Piso 4	DRIFT Max	Y	0.00559	78.00	-1.30	0.00	13.50	Ok!				
Piso 3	DRIFT Max	Y	0.00515	78.00	-1.30	0.00	10.50	Ok!				
Piso 2	DRIFT Max	Y	0.00430	78.00	-1.30	0.00	7.50	Ok!				
Piso 1	DRIFT Max	Y	0.00189	94.00	0.00	3.70	4.50	Ok!				
Máxima deriva en el eje longitudinal.			0.00566	<	0.007	Si Cumple						

FUENTE: Elaboración Propia.

4.1.6. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Los edificios tienen las cimentaciones conformadas por cimentaciones corridas o plateas de cimentación superficial. Por ende nuestra edificación está conformado por muros portantes.

Se ha desarrollado el diseño de una platea de cimentación ya que el diseño de zapatas aisladas se traslapa entre ellos, es por ello que se optó por este tipo de cimentación.

En el diseño de la cimentación se utilizó el software SAFE versión 14.1, dicho software trabajo por el método de elementos finitos para obtener las presiones actuantes y esfuerzos internos en el terreno, cabe indicar también que el software no toma en cuenta las tracciones en el suelo.

El suelo donde se cimentara la edificación será de una presión admisible de 1.15 kg/cm², por tanto el coeficiente o módulo de balasto vendría a ser $k=2.47$ kg/cm³, este dato es relevante para el modelamiento de la platea de cimentación.

TABLA 44: MÓDULO DE REACCIÓN DEL SUELO DATO PARA SAFE.

Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)	Esf Adm (Kg/Cm ²)	Winkler (Kg/Cm ³)
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

FUENTE: Nelson Morrison, 1993.

4.1.6.1. ESFUERZOS ACTUANTES EN EL SUELO

La platea es un relleno de concreto armado controlado con una presión admisible máxima de 1.15 kg/cm². Las acciones sísmicas no deben ser excedidas en los casos de carga.

En los casos de carga muerta la presión admisible del suelo puede incrementarse en un 30% solo las cargas donde participan los casos provenientes del sismo.

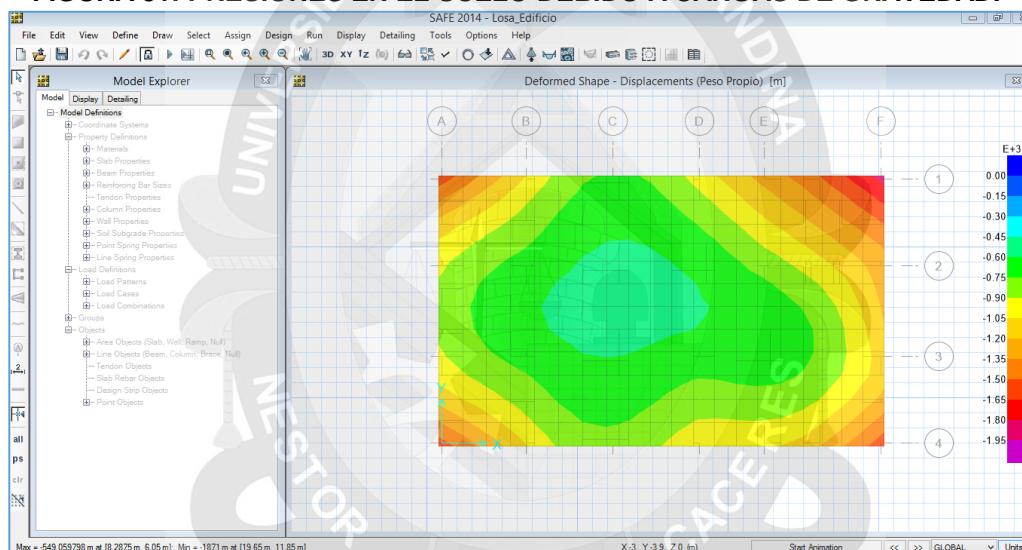
$$CM + CV$$

$$CM + CV \pm 0.8CS_x$$

$$CM + CV \pm 0.8CS_y$$

La figura muestra las presiones en todo el suelo distribuido las cargas de gravedad.

FIGURA 51: PRESIONES EN EL SUELO DEBIDO A CARGAS DE GRAVEDAD.



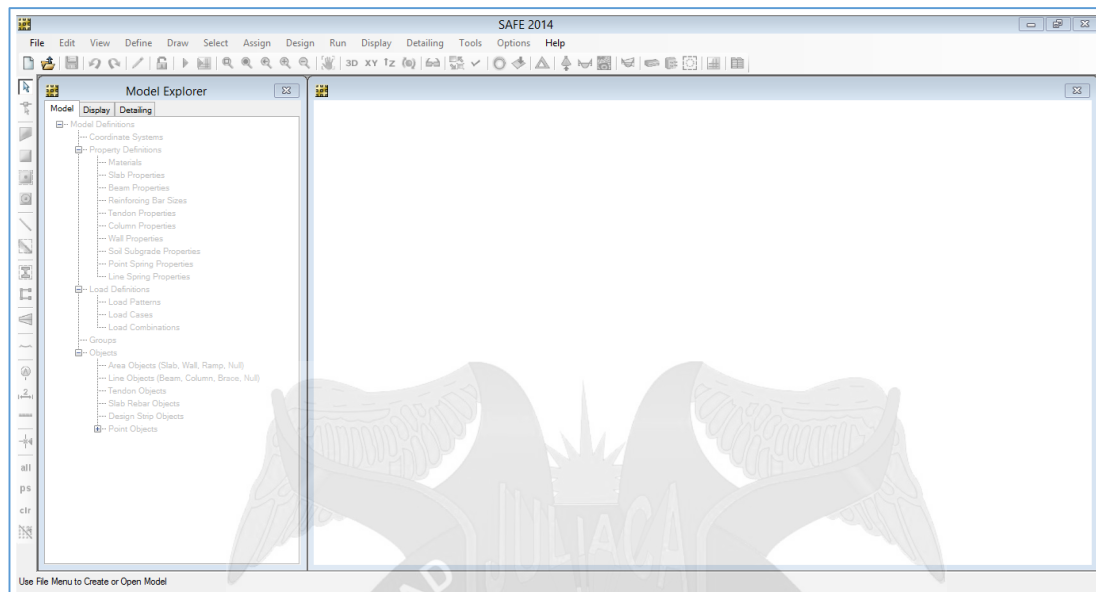
FUENTE: Elaboración Propia.

4.1.6.2. DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE DE PLATEA

FIGURA 52: PROPIEDADES PARA PLATEAS DE CIMENTACIÓN.

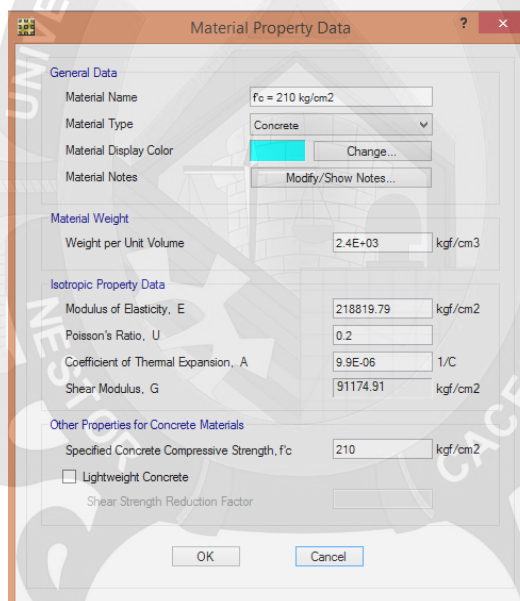
DISEÑO DE PLATEA CIMENTACIÓN		
CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES		
Propiedades de los Suelos	Propiedades de Materiales	Cuantías Mínimas
Tipo de Suelo =	Acero:	zapata :
$\sigma_1 = 1.150 \text{ Kg/cm}^2$	$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$\rho = 0.0018$
$\gamma_s = 0.002 \text{ Kg/cm}^3$	$E_s = 21000000 \text{ tn/m}^2$	Recubrimientos
$D_f = 180.00 \text{ cm}$	Concreto :	Zapatas
$K_o = 2.47 \text{ Kg/cm}^3$	$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	Sup = 5.00 cm
CLASIFICACION DE SUELOS	$\gamma_c = 0.0024 \text{ Kg/cm}^3$	Infer = 7.50 cm
SUCS = ML	$E_c = 2170000 \text{ tn/m}^2$	

FUENTE: Elaboración Propia.



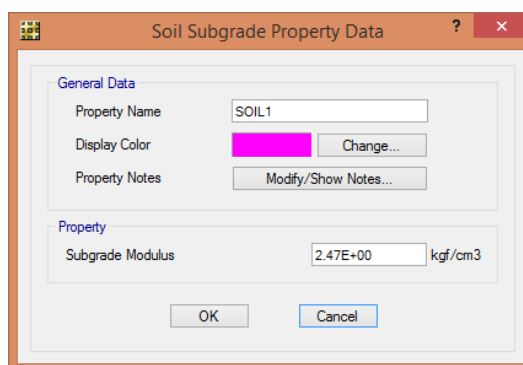
FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 54: DEFINIENDO MATERIALES PARA CIMENTACIÓN.

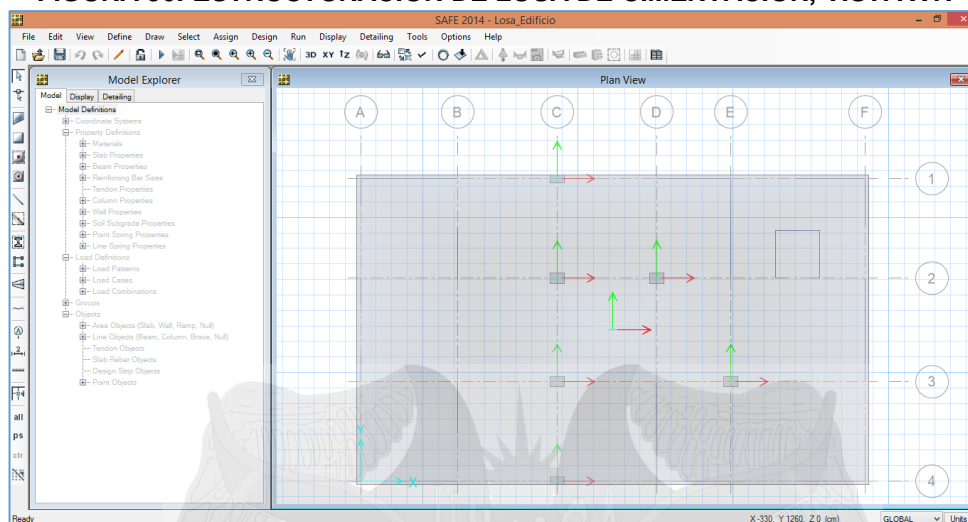


FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 55: COEFICIENTE DE BALASTO.

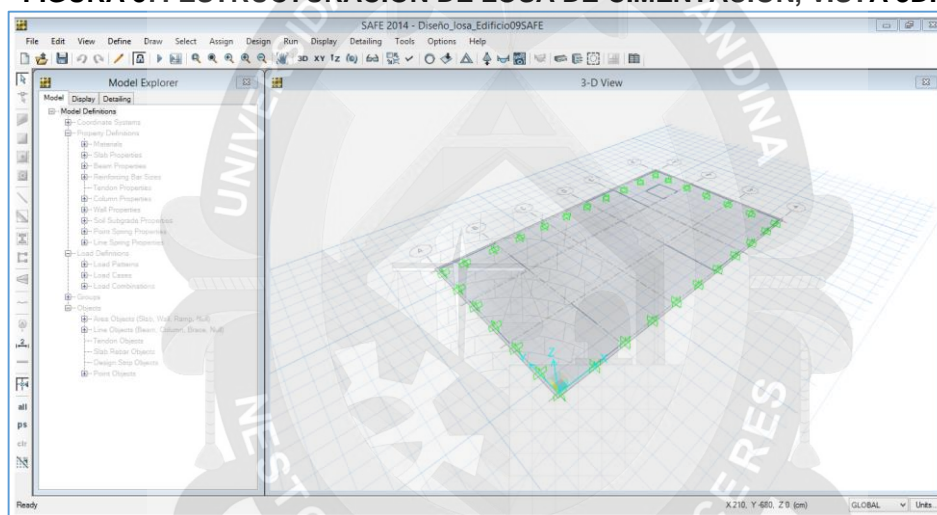


FUENTE: Elaboración Propia.



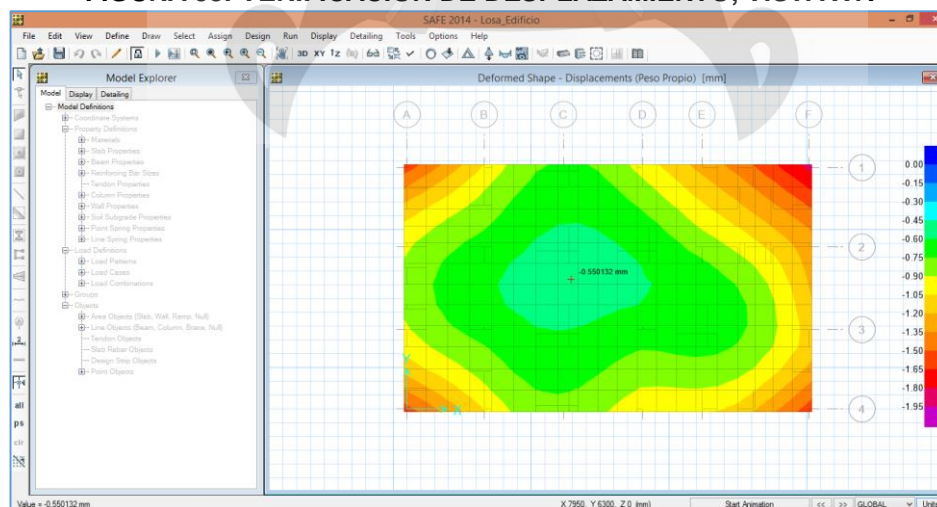
FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 57: ESTRUCTURACIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN, VISTA 3D.

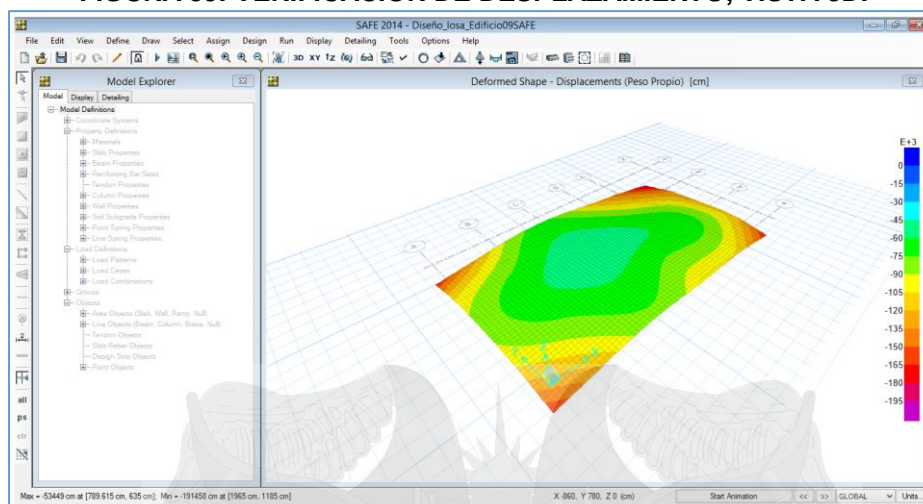


FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 58: VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTO, VISTA XY.

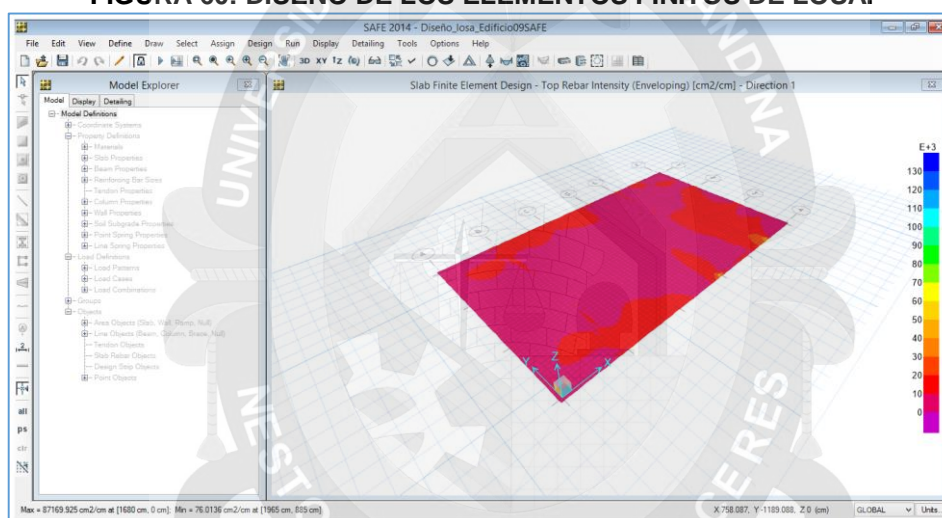


FUENTE: Elaboración Propia.



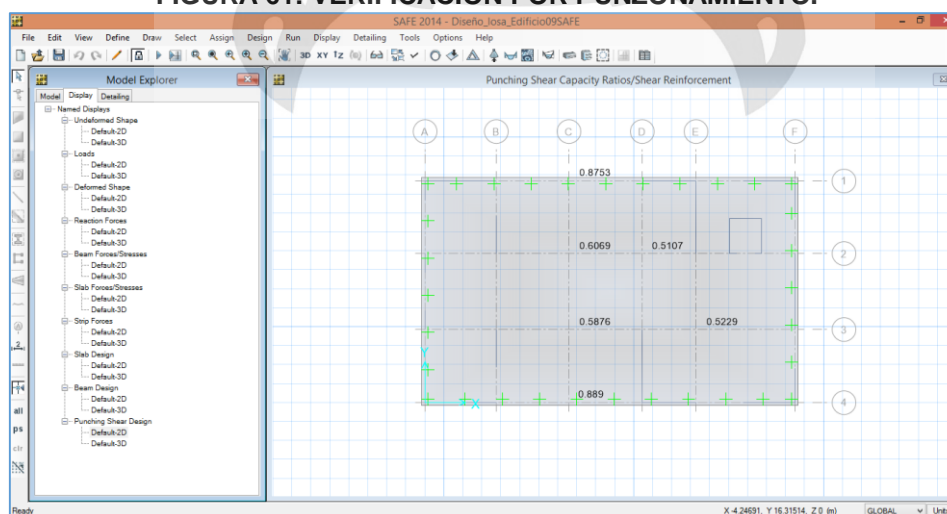
FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 60: DISEÑO DE LOS ELEMENTOS FINITOS DE LOSA.

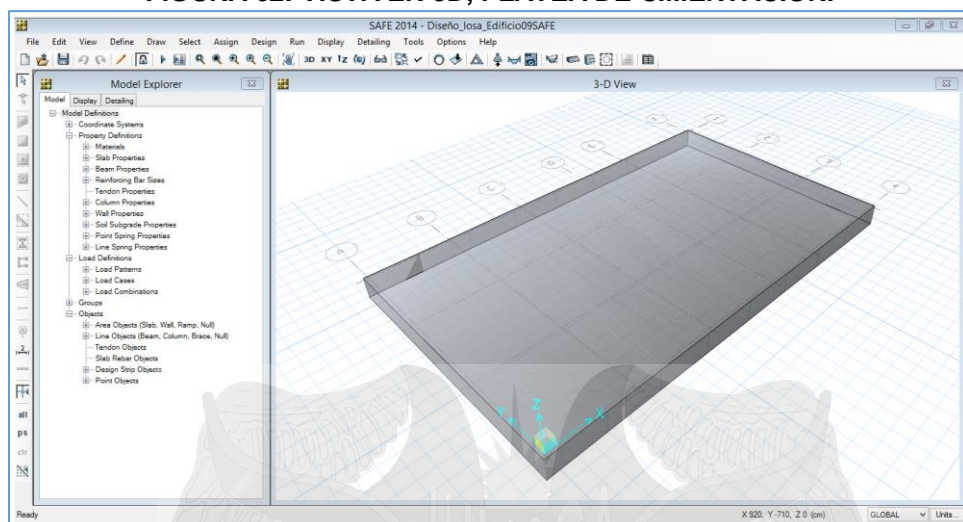


FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 61: VERIFICACIÓN POR PUNZONAMIENTO.

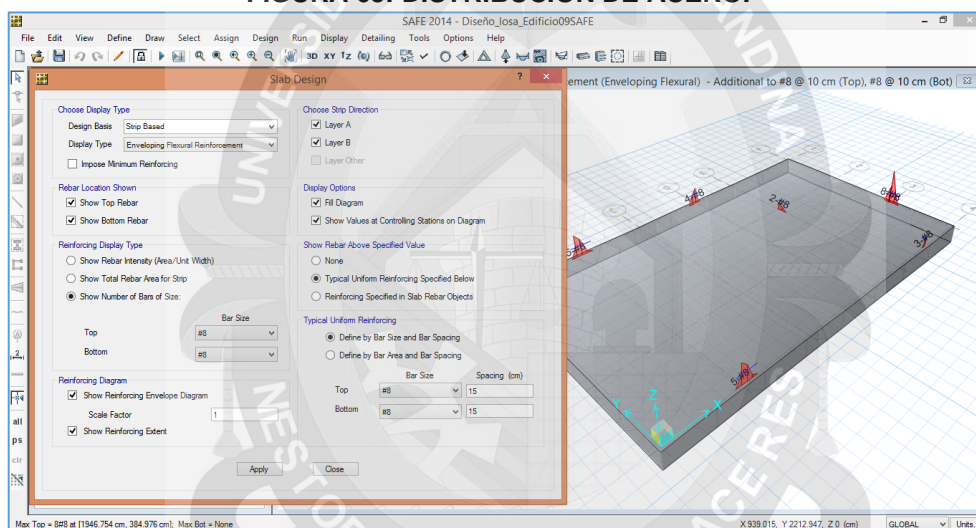


FUENTE: Elaboración Propia.



FUENTE: Elaboración Propia.

FIGURA 63: DISTRIBUCIÓN DE ACERO.



FUENTE: Elaboración Propia.

TABLA 45: RESUMEN DE DISTRIBUCIÓN DE ACERO.
RESUMEN GENERAL DE DISTRIBUCION DE ACERO

DIRECCION X		DIRECCION Y	
Refuerzo colocado Negativo (-)	Refuerzo colocado Negativo (+)	Refuerzo colocado Negativo (-)	Refuerzo colocado Negativo (-)
# 8 @ 15 cm (Sup.)	# 8 @ 15 cm (Sup.)	# 8 @ 15 cm (Sup.)	# 8 @ 15 cm (Sup.)
+	+	+	+
# 8 @ 15 cm (Inf.)	# 8 @ 15 cm (Inf.)	# 8 @ 15 cm (Inf.)	# 8 @ 15 cm (Inf.)

FUENTE: Elaboración Propia.

CAPÍTULO V:

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS

5.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto de investigación “Análisis y diseño estructural de la edificación de nueve niveles con aplicación del software ETABS Versión 15.2 – SAFE Versión 14.1”, para su análisis se consideró en tres etapas:

Análisis y cálculos del diseño: que indican en Capítulo IV.

Análisis y cálculos del Modelado: siguiendo un orden, secuencial del cálculo automatizado con el programa ETABS y SAFE. Que indican en el Capítulo IV.

Análisis y cálculos de Elementos Estructurales: para ello se utilizarán los datos que indican en el Capítulo IV, Anexo 02.

5.2. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL PREMODELADO

Para ello se muestra mediante la funcionalidad del programa ETABS y SAFE. Con los siguientes datos y líneas de base citados anteriormente Análisis y Diseño de la edificación de uso común.

5.2.1. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN

Los criterios más importantes que se tomaron en cuenta para lograr una estructura sismorresistente fueron los siguientes:

Simplicidad y Simetría, Resistencia y Ductilidad, Hiperestaticidad y Monolitismo, Uniformidad y Continuidad de la Estructura, la mayor rigidez Lateral" adecuada en dos direcciones ortogonales, Diafragma Rígido competente en cada nivel del edificio, tratamiento adecuado de los Elementos No-Estructurales, Diseño correcto en Concreto Armado.

La estructura Principal: Losas aligeradas, Vigas, Columnas y Muros de corte o placas.

La estructura Secundario: Escaleras.

LOSAS:

$$h = 0.25 \text{ m}$$

VIGAS:

$$VP = 35 \times 55 \text{ cm}$$

$$VS = 30 \times 45 \text{ cm}$$

$$VC = 25 \times 20 \text{ cm}$$

COLUMNAS:

$$C-1 = 45 \times 65 \text{ cm}$$

$$C-2 = 40 \times 60 \text{ cm}$$

$$C-3 = 35 \times 60 \text{ cm}$$

$$C-4 = 35 \times 50 \text{ cm}$$

MUROS DE CORTE:

$$\text{Esp} = 30 \text{ cm}$$

Se aplicó todos los procedimientos en análisis estructural para el predimensionamiento así mismo para el metrado de carga, cumpliendo las normas de diseño en el RNE.

5.2.2. CRITERIOS DE CIMENTACIÓN

Se ha desarrollado el diseño de una platea de cimentación ya que el diseño de zapatas aisladas se traslapa entre ellos, es por ello que se optó por este tipo de cimentación.

Llegando a determinar lo siguiente:

$$\gamma_{adm} = 1.15 \text{ kg/cm}^2$$

Espesor de Losa de cimentación, $h = 0.60 \text{ cm}$.

5.3. VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

TABLA 46: COMPARACIÓN DE METRADOS CALCULADOS Y ETABS.

Resumen de Metrados de Cargas (Calculado y Etabs)			
Story	Etabs P (Ton)	Calculado P (Ton)	Diferencia (Ton)
AZOTEA	33.3465	33.3661	-0.0196
NIVEL 9	286.4818	286.4726	0.0092
NIVEL 8	388.0420	388.0473	-0.0053
NIVEL 7	388.0420	388.0377	0.0043
NIVEL 6	388.0420	388.0404	0.0016
NIVEL 5	388.0420	388.0373	0.0047
NIVEL 4	388.0420	388.0404	0.0016
NIVEL 3	388.0420	388.0419	0.0001
NIVEL 2	388.0420	388.0361	0.0059
NIVEL 1	405.1212	405.1144	0.0069
SEMI-SOTANO	460.1035	460.1066	-0.0031
	3901.3469	3901.3410	0.0059

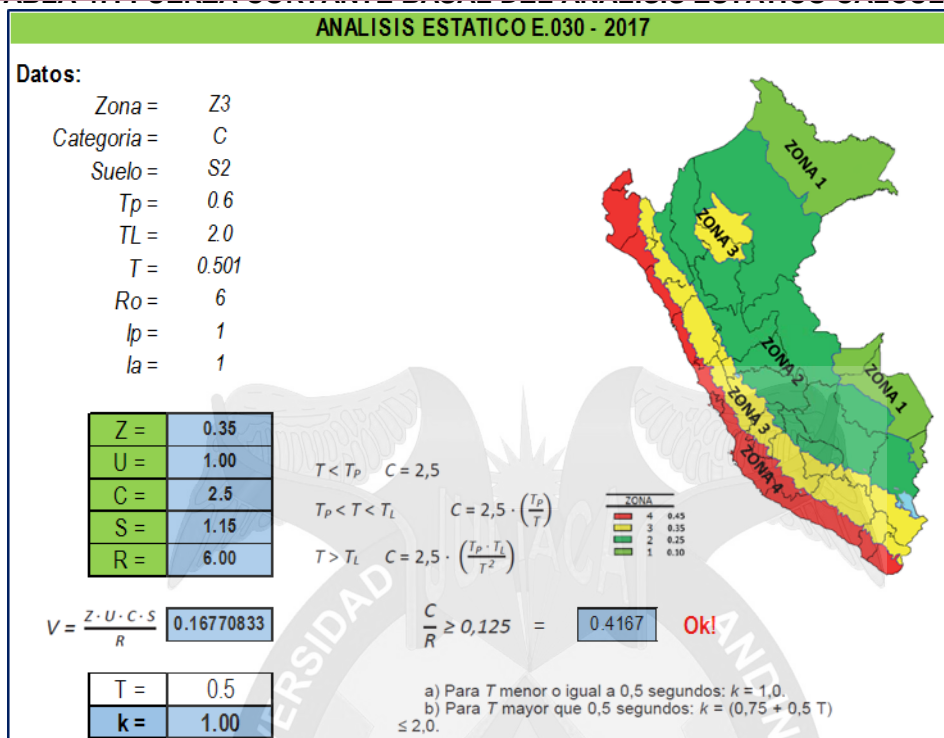
FUENTE: Elaboración Propia.

- De acuerdo a los metrados de cargas para el análisis sísmico estático del cálculo manual y el ETABS la diferencia es 0.0059 Ton.

5.3.1. FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE

En las direcciones que fueron consideradas para el análisis no podrá ser menor que el 80% la fuerza cortante en el primer entrepiso, siendo esta para estructuras regulares y el 90% para estructuras irregulares.

De no ser así, para estar de acorde a la norma se debe escalar proporcionalmente los resultados obtenidos de la fuerza cortante y que estas cumplan lo recomendado por la norma.



FUENTE: Elaboración Propia.

TABLA 48: FUERZA CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CON ETABS.

CORTANTE BASAL ESTATICO DE LA EDIFICACION (ETABS)

TABLE: Auto Seismic - User Coefficients										
Load Pattern	Type	Direction	Eccentricity %	Ecc. Overridden	Top Story	Bottom Story	C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
SX EST	Seismic	X + Ecc. Y	5	False	Azotea	Base	0.167708	1	1740.6541	291.9216
SY EST	Seismic	Y + Ecc. X	5	False	Azotea	Base	0.167708	1	1740.6541	291.9216

FUENTE: Elaboración Propia.

5.3.2. DISTRIBUCIÓN DE LAS FUERZAS CORTANTES SÍSMICAS

TABLA 49: DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE BASAL DEL ANÁLISIS ESTÁTICO CALCULADO.

CORTANTE BASAL ESTATICO (CALCULADO)								
Story	PESO tonf-s ² /m	Pi Ton	Pi (kg)	hi (m)	Pi * hi	$\frac{\sum P_i * (P_i * h_i)}{\sum (P_i * h_i)}$	$\frac{\sum P_i * (P_i * h_i) V}{\sum (P_i * h_i)}$	Cortante Por Piso Vx,y
Azotea	14.1520	138.7838	138.7838	28.50	3955.3386	249.1788	41.7894	41.7894
Piso 8	19.9895	196.0298	196.0298	25.50	4998.7608	314.9125	52.8134	94.6028
Piso 7	19.9895	196.0298	196.0298	22.50	4410.6713	277.8639	46.6001	141.2029
Piso 6	19.9895	196.0298	196.0298	19.50	3822.5818	240.8154	40.3868	181.5897
Piso 5	19.9895	196.0298	196.0298	16.50	3234.4923	203.7669	34.1734	215.7631
Piso 4	19.9895	196.0298	196.0298	13.50	2646.4028	166.7184	27.9601	243.7231
Piso 3	19.9895	196.0298	196.0298	10.50	2058.3133	129.6698	21.7467	265.4698
Piso 2	19.9895	196.0298	196.0298	7.50	1470.2238	92.6213	15.5334	281.0032
Piso 1	23.4190	229.6615	229.6615	4.50	1033.4769	65.1071	10.9190	291.9222
			1740.6542		27630.2613		291.9222	

FUENTE: Elaboración Propia.

CON ETABS.

Story	Load Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiffness X tonf/m	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiffness Y tonf/m
Azotea	SX EST	41.7893	0.1211	34509.4700	0.0000	0.0253	0.0000
Piso 8	SX EST	94.6026	0.1329	71182.0400	0.0000	0.0287	0.0000
Piso 7	SX EST	141.2026	0.1446	97662.7700	0.0000	0.0322	0.0000
Piso 6	SX EST	181.5893	0.1540	117918.9040	0.0000	0.0345	0.0000
Piso 5	SX EST	215.7626	0.1587	135984.1620	0.0000	0.0355	0.0000
Piso 4	SX EST	243.7226	0.1553	156948.1630	0.0000	0.0350	0.0000
Piso 3	SX EST	265.4693	0.1403	189260.1870	0.0000	0.0320	0.0000
Piso 2	SX EST	281.0026	0.1233	227852.3270	0.0000	0.0232	0.0000
Piso 1	SX EST	291.9216	0.0952	306739.5580	0.0000	0.0198	0.0000
Azotea	SY EST	0.0000	0.0332	0.0000	41.7893	0.1779	23485.8370
Piso 8	SY EST	0.0000	0.0371	0.0000	94.6026	0.1939	48786.6600
Piso 7	SY EST	0.0000	0.0406	0.0000	141.2026	0.2096	67379.1040
Piso 6	SY EST	0.0000	0.0435	0.0000	181.5893	0.2223	81674.8440
Piso 5	SY EST	0.0000	0.0445	0.0000	215.7626	0.2279	94686.8100
Piso 4	SY EST	0.0000	0.0439	0.0000	243.7226	0.2224	109594.0680
Piso 3	SY EST	0.0000	0.0407	0.0000	265.4693	0.2027	130944.1500
Piso 2	SY EST	0.0000	0.0347	0.0000	281.0026	0.1700	165256.6440
Piso 1	SY EST	0.0000	0.0237	0.0000	291.9216	0.1162	251185.4680

FUENTE: Elaboración Propia.

TABLA 51: RESUMEN DE COMPARACIÓN DE FUERZA CORTANTE BASAL CALCULADA Y ETABS.

RESUMEN			
ANÁLISIS	Manual	Etabs	Diferencia
Sismo XX	291.9222	291.9216	0.0006
Sismo YY	291.9222	291.9216	0.0006

FUENTE: Elaboración Propia.

- los resultados de fuerza cortante basal en la base de la super-estructura, del análisis sísmico estático la diferencia entre el cálculo manual y el ETABS es de 0.0006 Ton, para ambas direcciones, se puede deducir que es muy preciso.

5.3.3. CASO MODAL DE 30 MODOS DE VIBRACIÓN

De acuerdo (E.030) indica en cada dirección se considerarán aquellos modos:

Mínimo 3 Modos, que supere el 90% de Masa Participativa Significa que por nivel se considere 3 grados de libertad, como tenemos 10 Niveles, el número de

modos de vibraciones se considerará como sigue: $4 \times 10 = 40$ modos de vibraciones.

Modos 1 y 2 donde se traslada en X y Y.

Modos 3 donde es por rotación (torsión).

En la cual los tres primeros modos son fundamentales o Predominantes.

Modos 4 y 5 Translación y Flexión.

Modo 6 Torsión y Translación.

Así sucesivamente.

Dr. Genner Villareal Castro recomienda: Nro. Mínimos de modo y el 1er periodo modal.

TABLA 52: MÍNIMOS DE MODO.

Nro. de Pisos	Nro. Mínimos modos > 90% Masa participativa	Periodo Modal 1 T1
≤ 5	3	(≤ 0.5) seg.
6 a 10	5	(0.6 a 1.0) seg.
11 a 15	8	(1.1 a 1.5) Seg.
≥ 16	≥ 10	(≥ 1.6) seg.

FUENTE: (Villarreal, 2009).

Por lo tanto:

TABLA 53: PERIODO MODAL DE VIBRACIÓN.

PERIODO MODAL DE VIBRACION						
Modal case	Mode	Period sec		Modal case	Mode	Period sec
Modal	1.00	0.648		Modal	16.00	0.024
Modal	2.00	0.329		Modal	17.00	0.021
Modal	3.00	0.309		Modal	18.00	0.02
Modal	4.00	0.17		Modal	19.00	0.019
Modal	5.00	0.085		Modal	20.00	0.018
Modal	6.00	0.082		Modal	21.00	0.018
Modal	7.00	0.077		Modal	22.00	0.016
Modal	8.00	0.052		Modal	23.00	0.015
Modal	9.00	0.041		Modal	24.00	0.014
Modal	10.00	0.039		Modal	25.00	0.014
Modal	11.00	0.036		Modal	26.00	0.013
Modal	12.00	0.029		Modal	27.00	0.013
Modal	13.00	0.027		Modal	28.00	0.012
Modal	14.00	0.025		Modal	29.00	0.012
Modal	15.00	0.024		Modal	30.00	0.012
N° De Pisos de 6 a 10				(0.6 a 1.0) Seg		
Periodo Modal 1 - T1				0.648		
				Si Cumple		

FUENTE: Elaboración Propia.

ANÁLISIS DE VIBRACIONES

MODOS DE VIBRACION						
Case	Item Type	Item	Static	Mv > 90%	Dynamic	Mv > 90%
			%		%	
Modal	Acceleration	UX	100	Si Cumple	99.91	Si Cumple
Modal	Acceleration	UY	100	Si Cumple	99.81	Si Cumple

FUENTE: Elaboración Propia.

5.4. DESPLAZAMIENTO Y DERIVAS

Según la tabla N° 11 de la NTE.030 Diseño sismoresistente los límites permisibles de concreto armado es de 0,007 la distorsión del entrepiso, por lo tanto podemos ver que si cumple dichas normas, tanto en la dirección longitudinal x-x y la dirección longitud y-y.

TABLA 55: LIMITES DE DERIVAS.

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_f / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

FUENTE: RNE, E.030, 2016.

5.4.1. DESPLAZAMIENTO DE DERIVAS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO

Se concluye que los desplazamientos de controles y derivas están dentro de los límites permisibles por la norma E.030 del RNE, en el análisis estático.

TABLA 56: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE X.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Tabla N° 11

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

Material Predominante

(Δ_f / h_{ei})

Concreto Armado

0,007

Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	D*0.75*R	< 0.007
					m	m	m		
AZOTEA	SX EST	X	0.00047	20.00	0.00	17.05	29.73	0.00212	Ok!
NIVEL 9	SX EST	X	0.00069	36.00	0.00	-1.30	27.13	0.00312	Ok!
NIVEL 8	SX EST	X	0.00080	36.00	0.00	-1.30	24.53	0.00362	Ok!
NIVEL 7	SX EST	X	0.00090	36.00	0.00	-1.30	21.93	0.00403	Ok!
NIVEL 6	SX EST	X	0.00097	36.00	0.00	-1.30	19.33	0.00437	Ok!
NIVEL 5	SX EST	X	0.00102	36.00	0.00	-1.30	16.73	0.00458	Ok!
NIVEL 4	SX EST	X	0.00103	36.00	0.00	-1.30	14.13	0.00463	Ok!
NIVEL 3	SX EST	X	0.00098	36.00	0.00	-1.30	11.53	0.00443	Ok!
NIVEL 2	SX EST	X	0.00089	36.00	0.00	-1.30	8.93	0.00401	Ok!
NIVEL 1	SX EST	X	0.00057	36.00	0.00	-1.30	6.33	0.00256	Ok!
SEMI-SOTANO	SX EST	X	0.00015	21.00	0.00	22.25	3.13	0.00068	Ok!
Máxima deriva en el eje longitudinal.			0.00463	<	0.007	Si Cumple			

FUENTE: Elaboración Propia.

- El desplazamiento lateral en la dirección X, podemos apreciar que desde el semisótano al noveno nivel está dentro de los parámetros de la norma, es decir menores a 0.007, siendo la deriva máxima el 0.00463 en el cuarto nivel.

TABLA 57: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE Y.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Tabla N° 11
LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

Material Predominante	(Δ_f / h_{ef})
Concreto Armado	0,007

Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal Y

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	D*0.75*R	< 0.007
					m	m	m		
AZOTEA	SY EST	Y	0.00036	62.00	3.85	20.15	29.73	0.00163	Ok!
NIVEL 9	SY EST	Y	0.00036	27.00	11.70	-1.30	27.13	0.00161	Ok!
NIVEL 8	SY EST	Y	0.00039	27.00	11.70	-1.30	24.53	0.00174	Ok!
NIVEL 7	SY EST	Y	0.00041	27.00	11.70	-1.30	21.93	0.00185	Ok!
NIVEL 6	SY EST	Y	0.00043	27.00	11.70	-1.30	19.33	0.00194	Ok!
NIVEL 5	SY EST	Y	0.00044	27.00	11.70	-1.30	16.73	0.00197	Ok!
NIVEL 4	SY EST	Y	0.00043	27.00	11.70	-1.30	14.13	0.00193	Ok!
NIVEL 3	SY EST	Y	0.00040	27.00	11.70	-1.30	11.53	0.00180	Ok!
NIVEL 2	SY EST	Y	0.00034	27.00	11.70	-1.30	8.93	0.00154	Ok!
NIVEL 1	SY EST	Y	0.00023	27.00	11.70	-1.30	6.33	0.00104	Ok!
SEMI-SOTANO	SY EST	Y	0.00008	21.00	0.00	22.25	3.13	0.00036	Ok!
Máxima deriva en el eje longitudinal.					0.00197	<	0.007	Si Cumple	

FUENTE: Elaboración Propia.

- El desplazamiento lateral en la dirección X, podemos apreciar que desde el semisótano al noveno nivel está dentro de los parámetros de la norma, es decir menores a 0.007, siendo la deriva máxima el 0.00197 en el quinto nivel.

5.4.2. DESPLAZAMIENTOS DE DERIVAS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.

Se concluye que los desplazamientos de controles y derivas están dentro de los límites permisibles por la norma E.030 del RNE, en el análisis dinámico.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Tabla N° 11

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO

Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007

Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal X

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	< 0.007
					m	m	m	
AZOTEA	DRIFT Max	X	0.00100	20.00	0.00	17.05	29.73	Ok!
NIVEL 9	DRIFT Max	X	0.00147	36.00	0.00	-1.30	27.13	Ok!
NIVEL 8	DRIFT Max	X	0.00171	36.00	0.00	-1.30	24.53	Ok!
NIVEL 7	DRIFT Max	X	0.00190	36.00	0.00	-1.30	21.93	Ok!
NIVEL 6	DRIFT Max	X	0.00206	36.00	0.00	-1.30	19.33	Ok!
NIVEL 5	DRIFT Max	X	0.00216	36.00	0.00	-1.30	16.73	Ok!
NIVEL 4	DRIFT Max	X	0.00218	36.00	0.00	-1.30	14.13	Ok!
NIVEL 3	DRIFT Max	X	0.00209	36.00	0.00	-1.30	11.53	Ok!
NIVEL 2	DRIFT Max	X	0.00189	36.00	0.00	-1.30	8.93	Ok!
NIVEL 1	DRIFT Max	X	0.00121	36.00	0.00	-1.30	6.33	Ok!
SEMI-SOTANO	DRIFT Max	X	0.00016	21.00	0.00	22.25	3.13	Ok!
Máxima deriva en el eje longitudinal.			0.00218	<	0.007	Si Cumple		

FUENTE: Elaboración Propia.

- El desplazamiento lateral en la dirección X, podemos apreciar que desde el semisótano al noveno nivel está dentro de los parámetros de la norma, es decir menores a 0.007, siendo la deriva máxima el 0.00218 en el cuarto nivel.

TABLA 59: DESPLAZAMIENTOS Y DERIVAS EJE Y.

DESPLAZAMIENTOS LATERALES												
<div>Tabla N° 11</div> <div>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</div> <table><tr><th>Material Predominante</th><th>(Δ_i / h_{ei})</th></tr><tr><td>Concreto Armado</td><td>0,007</td></tr></table> <div>Desplazamiento y Derivas Máximas, En La Dirección Longitudinal Y</div>									Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})	Concreto Armado	0,007
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})											
Concreto Armado	0,007											
Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label	X	Y	Z	< 0.007				
					m	m	m					
Azotea	DRIFT Max	Y	0.00422	78.00	-1.30	0.00	28.50	Ok!				
Piso 8	DRIFT Max	Y	0.00467	78.00	-1.30	0.00	25.50	Ok!				
Piso 7	DRIFT Max	Y	0.00511	78.00	-1.30	0.00	22.50	Ok!				
Piso 6	DRIFT Max	Y	0.00548	78.00	-1.30	0.00	19.50	Ok!				
Piso 5	DRIFT Max	Y	0.00566	78.00	-1.30	0.00	16.50	Ok!				
Piso 4	DRIFT Max	Y	0.00559	78.00	-1.30	0.00	13.50	Ok!				
Piso 3	DRIFT Max	Y	0.00515	78.00	-1.30	0.00	10.50	Ok!				
Piso 2	DRIFT Max	Y	0.00430	78.00	-1.30	0.00	7.50	Ok!				
Piso 1	DRIFT Max	Y	0.00189	94.00	0.00	3.70	4.50	Ok!				
Máxima deriva en el eje longitudinal.					0.00566	<	0.007	Si Cumple				

FUENTE: Elaboración Propia.

- El desplazamiento lateral en la dirección X, podemos apreciar que desde el semisótano al noveno nivel está dentro de los parámetros de la norma, es decir menores a 0.007, siendo la deriva máxima el 0.00566 en el cuarto nivel.

5.5. ANÁLISIS Y CÁLCULO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

5.5.1. DISEÑO DE LA EDIFICACIÓN

1. Diseño de vigas con el programa ETABS

Verificación por corte en vigas.

Chequeo de acero principal en vigas.

Chequeo de cuantías mínimas.

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}, \frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} \text{ ó } \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} < \rho_{\text{calculado}} \leq \rho_{\max} = 0.75\rho_b$$

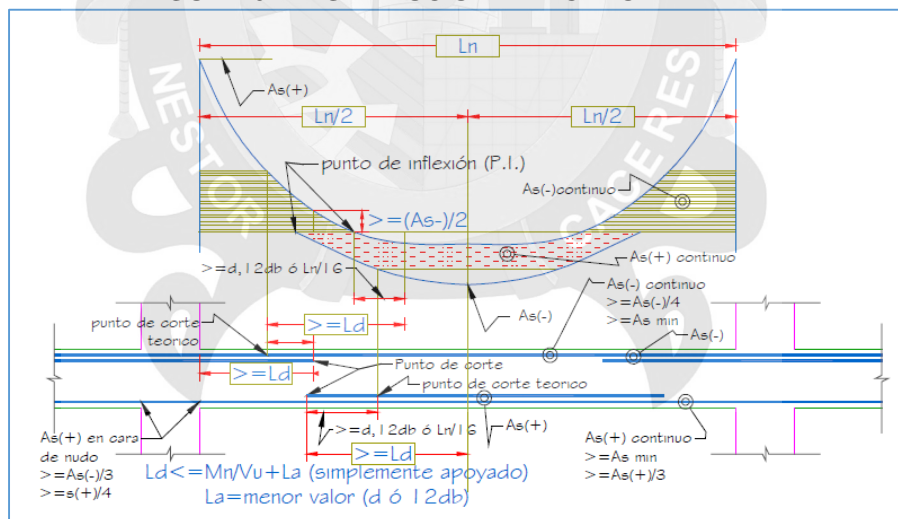
Considerar para refuerzos principales mínimas:

$A_s(-)$ continuo: $A_s \min$, $A_s(-)/4$.

$A_s(+)$ continuo: $A_s \min$, $A_s(+)/3$.

$A_s(+)$ en la cara de nudo: $A_s(-)/3$, $A_s(+)/4$.

FIGURA 64: DISTRIBUCIÓN DE ACERO.



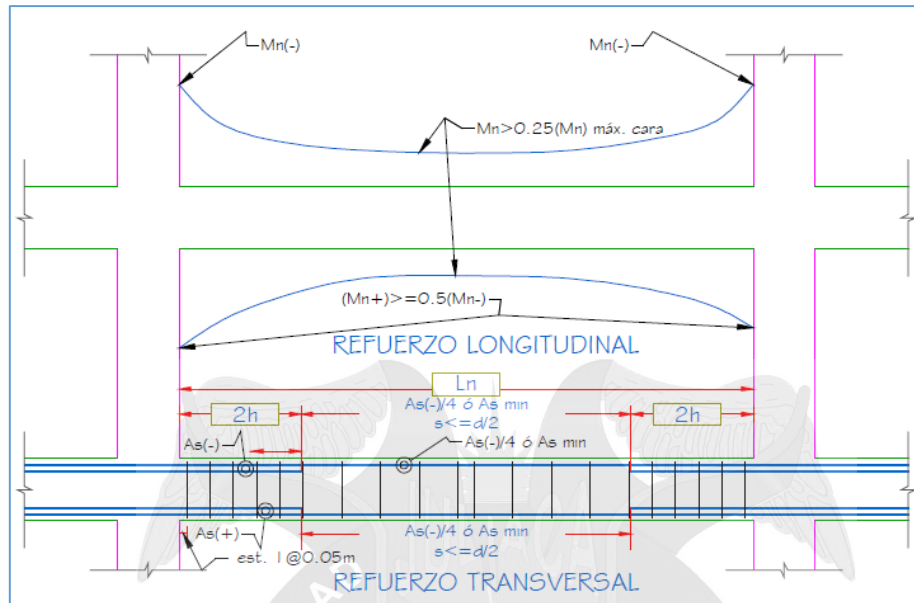
FUENTE: (Harmsen, 2002).

El refuerzo principal mínimo se deberá verificar con respecto a la cuantía de sismo.

Las resistencias de los momentos en cualquier sección deben cumplir.

$A_s(-)$ continuo: $A_s \min$, $A_s(-)/4$.

$A_s(+)$ continuo: $A_s \min$, $A_s(+)/3$.



FUENTE: (Harmsen, 2002).

2. Diseño en columnas con el programa ETABS.

Chequeo de acero principal

Chequeo cuantías: ($1\% < \rho < 6\%$).

Chequeo de refuerzo por cortante

(Si no cumple cambiar sección de columna).

Chequeo Columnas P-M-M Iteración ratios: (ratios < 1.0).

- Se inicia de la cuantía mínima de 1%, si no cumple el área de acero en la columna, se incrementa hasta optimizar el ratios siendo < 1.0 .
- Si excede la cuantía máxima, se incrementa sección de la columna.

Chequeo (6/5) viga débil/columna fuerte: (ratios < 1.0).

- Se inicia de la cuantía mínima de 1%, si no cumple el área de acero en la columna, se incrementa hasta optimizar el ratios siendo < 1.0 .
- Si excede la cuantía máxima, se incrementa sección de la columna.
- Si no cumple se podrá disminuir la sección de la viga.

Chequeo columna/viga: (ratios > 1.2).

- Se inicia de la cuantía mínima de 1%, si no cumple el área de acero en la columna, se incrementa hasta optimizar.
- Si excede la cuantía máxima, se incrementa sección de la columna.
- Si no cumple se podrá disminuir la sección de la viga.

Chequeo de capacidad cortante en el nudo: (ratios < 1.0).



Se inicia de la cuantía mínima de 170, si no cumple las áreas de acero en la columna, se incrementa hasta optimizar.

- Si excede la cuantía máxima, se incrementa sección de la columna.
- Si no cumple se podrá disminuir la sección de la viga.





CONCLUSIONES

- En el desarrollo del análisis del comportamiento estructural del edificio se realizó la estructuración, pre-dimensionamiento y metrado de cargas, siguiendo los pasos con criterio aprendidos en los cursos de análisis estructural y concreto armado, y así logrando que se controle adecuadamente las deflexiones y una estructuración sin congestión, y por lo tanto queda confirmado que los criterios empleados fueron las correctas, así mismo se empleó en el procedimiento el uso de las normas E.020, E.030 y E.060 del RNE.
- Para optimizar el análisis y diseño del comportamiento estructural se usó el programa de cómputo que aporta en la reducción de tiempo y se pueden hacer modificaciones en tiempo real. Sin embargo, los resultados están función de la estructuración del modelo, lo que se logra es que se aproxime el comportamiento de la estructura a la realidad, para ello se ha modelado en el Programa ETABS Versión 15.2. y SAFE 14.1., cumpliendo las normas del RNE. Y así logrando un óptimo diseño de la edificación.
- Siguiendo los requisitos que la norma contempla en la E.030 de Diseño sismorresistente. Se verifica, los desplazamientos máximos de derivas, las cuales están dentro de los máximos permisible de la norma E.030. Se tiene una estructura con la adecuada estructuración y la rigidez lateral. Las derivas máximas obtenidas del análisis sísmico estático se dio en la 4ta y 5ta planta $D_x = 0.00463$ y 5ta planta $D_y = 0.00458$; análisis sísmico dinámico en la 4ta planta $D_x = 0.00218$ y 5ta planta $D_y = 0.00216$. Valores menores al máximo permitido de 0.007 para edificaciones de concreto armado de acuerdo a la Norma E.030, y así logrando que la estructura se comporte rígidamente frente a las fuerzas externas que se pudieran presentar en caso de sismos.
- Para el diseño de los elementos estructurales se verifico las cuantías, que están dentro del margen ($1\% < < 6\%$) los que cumplen los chequeos de ratios; esfuerzo interacción (ratios <1.0), viga débil/columna fuerte (ratios <1.0), columna/viga ratios (ratios >1.20) $\sum M_{nc} \geq 1.2 \sum M_{nv}$ y último chequeo de



dados por constante (ratios ≤ 1.0) y finalmente se calculó la distribución de los aceros de los elementos principales de la estructura. Así mismo en las cimentaciones se utilizó del programa SAFE Versión 14.1, lleva a una optimización del diseño estructural, por consiguiente se pueden obtener grandes beneficios, ya sea en rapidez en el cálculo estructural de algún proyecto requerido con la facilidad en el manejo del programa. Así mismo se debe tener la habilidad y experiencia de diseñar estructuras que sean eficientes.





RECOMENDACIONES

- Para el análisis y diseño estructural en edificaciones, es recomendable el uso del programa ETABS. En la cual el modelado se define de forma lógica, practico, sencillo y deberá seguirse de forma ordenada y secuencial para la obtención de resultados requeridos. Además se recomienda el uso de la norma ACI 308-14, para el diseño de edificaciones; así como el RNE en la Normas E.020, E.030 y E.060 vigentes.
- Se sugiere verificar el comportamiento estructural del edificio para ver si cumplen con las normas de diseño del RNE, así mismo se debe tener instalado los programas ETABS y SAFE con la licencia original para trabajos en proyectos. Las versiones craqueadas solo para estudios de nivel pre-grado y debe ser validado mediante cálculos manuales.
- Verificar los desplazamientos máximos de derivas que se generan en el análisis y diseño de la estructura mediante los métodos de análisis estático y dinámico en cumplimiento con la norma E.030 del RNE, y ver si este cumple con los límites permisibles dados por la misma.
- Finalmente, usar el criterio técnico para el diseño de los elementos estructurales para así tener un diseño optimo, aunque los programas de diseño estructural (ETABS, SAP2000, ROBOT STRUCTURE, etc.), brindan una forma dinámica en cuanto al tiempo invertido en el proceso de diseño, no se debe dejar de lado el conocimiento básico de la ingeniería estructural, para resolver los problemas de forma manual a través de diversos métodos para el análisis y diseño sísmico de edificaciones, es decir utilizando hojas de Excel u otras herramientas.



- A.C.I. (2008). REGLAMENTO ESTRUCTURAL PARA EDIFICACIONES. COMITÉ A.C.I.
- Andrade, L. E. (2004). CONTROL DE LA DERIVA EN LAS NORMAS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Blanco Blasco, A. (1994). ESTRUCTURACIÓN Y DISEÑO DE EDIFICACIONES DE CONCRETO ARMADO. Lima: Capitulo de Ingeniería Civil Consejo Departamental de Lima.
- Braja M., D. (2012). FUNDAMENTOS DE INGENIERÍA DE CIMENTACIONES. México: Cengage Learning Editores S.A.
- Calameo. (s.f.). Obtenido de <https://es.calameo.com/read/00370753871062c66be86>
- Casas, N. (2011). ESENCIAL NARCISO CASAS. España: BUBOK PUBLISHING, SL.
- DefinicionABC. (2007). DefinicionABC. Obtenido de <http://www.definicionabc.com/general/superestructura.php>
- Delgado, C. G. (2011). DISEÑO DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO. Lima: EDICIVIL S.R.Ltda.
- Hernández Sampieri, R. (2014). METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN 6ta Edición Mexico: Mc Graw Hill Education.
- Huanca C. F., Ticona M. D. T. (2015). "MODELADO Y DISEÑO DE LA SUPER-ESTRUCTURA DEL PALACIO MUNICIPAL DEL DISTRITO DE USICAYOS CON EL PROGRAMA ETABS" JULIACA PERU.
- Diccionario de Arquitectura y Construcción. (s.f.). Obtenido de <http://www.parro.com.ar/definicion-de-armadura+principal>
- E.020-RNE. (23 de Mayo de 2006). NORMA TÉCNICA E-020 - CARGAS. Lima, Peru: Diario Oficial - EL Peruano.
- E.030-RNE. (24 de Enero de 2016). NORMA TÉCNICA E.030 - DISEÑO SISMORRESISTENTE. Lima, Perú: Diario Oficial - El Peruano.
- GIL HALLASI, C. E. (2017). DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA PLATAFORMA PARA SILOS DE DOSIFICACION DE PLANTA PARA ALIMENTOS DE 18m DE LONGITUD Y 8.35m DE ALTURA. Arequipa, Arequipa, Peru.
- GLOSARIO. (s.f.). Obtenido de <https://glosarios.servidor-alicante.com/ingenieria-civil/estribo>
- Harmsen, T. E. (2002). DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Morales, R. (2006). DISEÑO EN CONCRETO ARMADO. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Perles, P. (2009). HORMIGÓN ARMADO. Argentina: Nobuko.
- San Bartolomé, A. (1998). ANALISIS DE EDIFICIOS. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.



Taboada García, G. A., & De la Cruz Córdova, A. M. (2008). ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIOS ASISTIDO POR COMPUTADORA. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

UNI. (2010). CONCRETO ARMADO I. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

Villarreal, D. G. (2009). EDIFICACIONES CON DISIPADORES DE ENERGÍA. Lima: Libro Premio Nacional ANR.

Wikipedia. (s.f.). Obtenido de
https://es.wikipedia.org/wiki/Flexi%C3%B3n_mec%C3%A1nica





ANEXOS

DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO

1. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

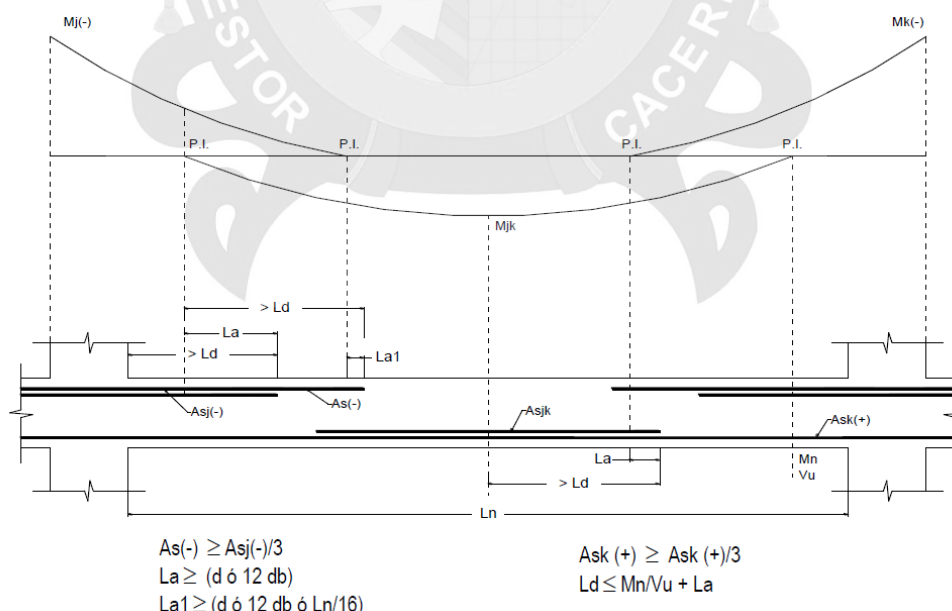
1.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión se basa en hipótesis que han sido comprobados experimentalmente se puede resumir en el siguiente esquema. Cuya formulación nos permite encontrar la ecuación para el cálculo de área del refuerzo.

Las ecuaciones de la compatibilidad de deformaciones y esfuerzo:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

La norma E-060 y como el ACI-14 da requisitos específicos que deben cumplirse para obtener diseños dúctiles, como cuantías máximas, cuantías mínimas, ganchos y longitudes de desarrollo. La norma también proporciona la forma como se debe cortar el refuerzo longitudinal, así como que área del refuerzo debe correr tanto los momentos positivo y negativos, el siguiente esquema muestra tales consideraciones.



DISEÑO DE ACERO LONGITUDINAL EN LOSA ALIGERADA									
ALIGERADO TIPO II									
CARACTERISTICAS DEL ELEMENTO									
$\phi = 0.90$	$f_y = 4200$	Kg/cm2	VIGA:	B = 40 cm	$r = 2.5$ cm	$\beta_1 = 0.85$			
MULT. = .6 Ton-m	$f_c = 210$	Kg/cm2		h = 20 cm,	$r = 3.0$ cm	t = 5.00 cm			
				A = 10 cm	E = 217371				

CHEQUEO DE LA CONDICION DE DISEÑO

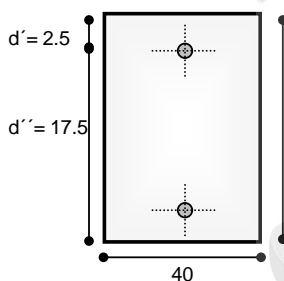
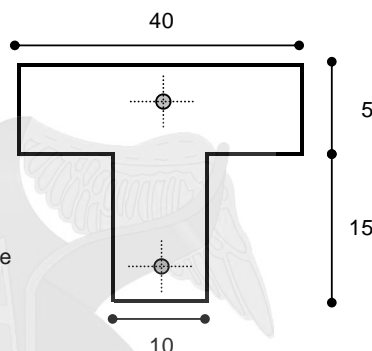
$$M_u = \phi \cdot \left[0.85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot t \cdot \left(d - \frac{t}{2} \right) \right] = 4.66 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 0.56 \text{ Ton-m}$$

$$M_{ut} = 4.66 \text{ Ton-m}$$

Como: $M_u < M_{ut}$

Diseñar como viga rectangular de ancho B



$$\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6100}{6100 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0.0214$$

$$\rho_{n\acute{a}x} = 0.75 \rho_b \Rightarrow \rho_{n\acute{a}x} = 0.016$$

Modulo de elasticidad del concreto:
en función de su resistencia
 $E_s = 217370.65$

1.- VERIFICACION: NECESIDAD DE ACERO EN COMPRESION:

$$A_{s_{n\acute{a}x}} = \rho_{n\acute{a}x} \cdot b \cdot d' = 11.23 \text{ cm}^2$$

2.- CALCULO DE M_{uc} :

$$M_{uc} = \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d' - \frac{a}{2} \right) ; \quad a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} \Rightarrow a = 6.61$$

$$M_{uc} = 6.03 \text{ Ton-m}$$

$$M_u = 0.56 \text{ Ton-m}$$

$M_{uc} > M_u \therefore$ La sección NO requiere A's

3.- CALCULO DE ACERO: VIGA SIMPLEMENTE REFORZADA

As	Diam	Area
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
1"	2.54	5.07

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = 33.442$$

$$a = 0.5584$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \cdot f'_c \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)} = 0.89 \text{ cm}^2$$

Usar: 1 1/2" ok 100%

1.2. DISEÑO POR CORTANTE

En el diseño por cortante, el concreto debe absorber todo el corte que actúa en la sección crítica (a una distancia "d" de la cara del núcleo confinado frecuentemente), ello por la imposibilidad práctica de poner estribos. Generalmente los cortantes que actúa son pequeños que en el peor de los casos es suficiente con ensanchar las viguetas.

$$V_u \leq \phi V_c$$

Donde:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad \text{y} \quad \phi = 0.85$$

De los diagramas de envolvente obtenemos los valores que actúan en la sección crítica, que para el caso de flexión es a la cara de los apoyos, calculamos el área de acero según el diagrama de flujo mostrado para el diseño por flexión y luego realizamos el corte del refuerzo (ver planos).

$$V_u \leq \phi V_c$$

Se tiene $V_u = 1.09 \text{ Ton}$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 15 \times 22 = 2534.55 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 2534.55 \text{ kg} = 2154.36 \text{ kg.}$$

$$1.09 \text{ Ton} \leq 2.154 \text{ Ton. Ok..!}$$

2. DISEÑO DE VIGAS

2.1. DISEÑO POR FLEXIÓN

En el diseño por flexión se pone especial cuidado al tipo de falla, es conveniente que sea por tracción, porque permite ver grandes deflexiones y fisuras antes del colapso. Por ello la norma limita la cuantía del refuerzo a 0.75 de la balanceada ($\rho_{\max} = 0.75 \rho_{\text{bac}}$). La falla balanceada se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero, la falla es frágil y por ello no deseada.

DISEÑO DE VIGA - V35x50

ZONA DE EDIFICACION
☐ Zona no sísmica
☒ Zona sísmica

f'c :

fy :

ESTRIBO
 Diametro :

ELASTICIDAD DEL Aº
 Es (kg/cm²) :

RECUBRIMIENTO (cm)
 R =

d (cm) = 43.78
 As min = 5.11
 As max = 16.28
As = 5.11
 OK

As(cm²) = 5.16

ITERACION

a :	As :
8.76	0.61
0.41	0.55
0.37	0.55
0.37	0.55
0.37	0.55
0.37	0.55

ACERO DE REFUERZO

Ø	Nº	A	D
1/2"	4	5.16	5.08

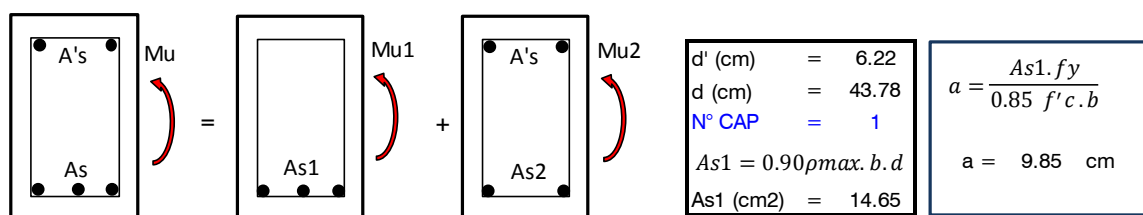
b min = 22.60 cm
 a = 3.47 cm
 d = 43.78 cm
 Nº CAP = 1 -

VERIFICACION
 Mumax = 8201 Kg.m
 Mumax > Mu **OK**

DISEÑO DE ACERO A COMPRESION

$$a = \frac{d}{5} \quad a = \frac{As \cdot fy}{0.85 f'c b} \quad Mu = \phi \cdot As \cdot fy \cdot (d - a/2) \quad \rho_{min} = \frac{14}{fy}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi \cdot fy \cdot (d - a/2)} \quad \rho b = \beta 1 \cdot 0.85 \frac{f'c}{fy} \left[\frac{6000}{6000 + fy} \right] \quad \rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$$



$$\begin{aligned} Mu1 &= 21517 & Mu1 &= \phi \cdot As1 \cdot f_y \cdot (d - a/2) \\ Mu2 &= -20607 & Mu2 &= Mu - Mu1 \\ f's &= 2779 & f's &= 6000 \frac{(a - \beta_1 \cdot d')}{a} \\ f's &= 2779 & \text{NO FLUYE} \\ A's &= -21.94 & A's &= \frac{Mu2}{\phi \cdot f's \cdot (d - d')} \\ As2 &= -14.52 & As2 &= \frac{A's \cdot f's}{f_y} \\ As &= 0.13 & As &= As1 + As2 \end{aligned}$$

VERIFICACION ρ	
$\rho_{max} = 0.75 \overline{\rho_b} + \rho' \frac{f's}{f_y}$	
$\rho' = \frac{A's}{b \cdot d}$	$\rho = \frac{As}{b \cdot d}$
$\rho_{max} = 0.0012$	
$\rho = 0.0001$	
OK	

VERIFICACION			
$\rho_{max} = 0.0129$			
$\rho = 0.0035$		$\rho_{max} > \rho$	
Nº Capas inferiores	OK		OK

A's	5.29
b min	19.43
1 CAPAS	

ACERO DE REFUERZO A's			
ϕ	Nº	A	D
5/8"	2	4.00	3.18
1/2"	1	1.29	1.27

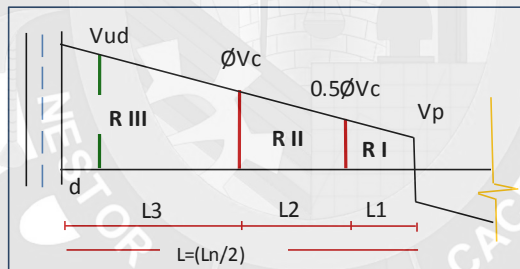
As	5.29
b min	19.43
1 CAPAS	

ACERO DE REFUERZO As			
ϕ	Nº	A	D
5/8"	2	4.00	3.18
1/2"	1	1.29	1.27

DISEÑO POR CORTE DE VIGAS

VIGA: V25X35

RECUBRIMIENTO (cm)	
R	4.00



(cm)	
b :	35
h :	46

Db	: 3/8"
Vu (Tn)	= 3.162
Vp (Tn)	= 0.000
L (m)	: 3.45
ϕ	: 0.85

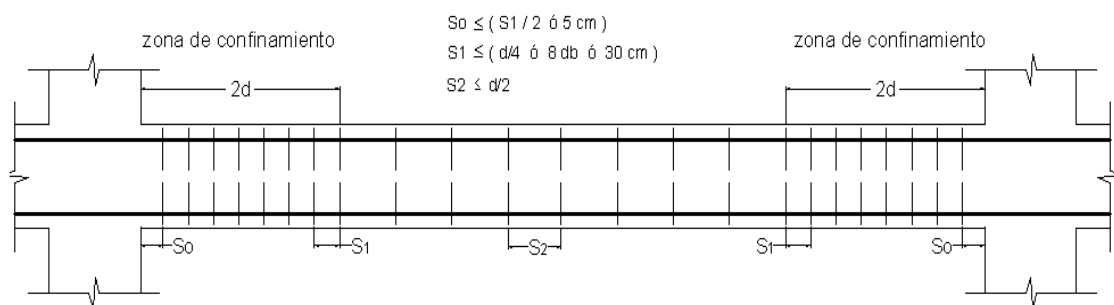
ϕV_c	= 10.511
0.5 ϕV_c	= 5.256
L1 (m)	= 5.73
L2 (m)	= 5.73
L3 (m)	= -8.01

DISEÑO	
Vud	= 2.74
Vn	= 3.22
Vc	= 12.366
Vs	= -9.14
Vs max	= 49.462
Vs med	= 25.664

DISEÑAR	
Region I	NO
Region II	NO
Region III	NO
Rediseñar	NO

REGION II	
Av min	= 1.42
S (cm)	= 49
S max	= 23
S (cm)	= 55
Nº	= 11
11 ϕ 3/8" @ 55 cm	

REGION III	
Av min	= -
S (cm)	= -
S max	= -
S (cm)	= -
Nº	= -
-	



Esquema: Espaciamientos Máximos en diseño por cortante con sismo en vigas

d= 41.05 cm		db= 1.27 cm	
De acuerdo con el esquema se tiene:		Zona de confinamiento 82.10 cm	
$S_0 =$	1 @ 5.00 cm	$S_0 =$	5.13 cm
$S_1 =$	8 @ 10.16 cm	$S_1 =$	10.26 cm
$S_2 =$	r @ 20.53 cm	$S_2 =$	20.53 cm
		$S_1 =$	10.2 cm
		$S_1 =$	30 cm

ADOPTAMOS:

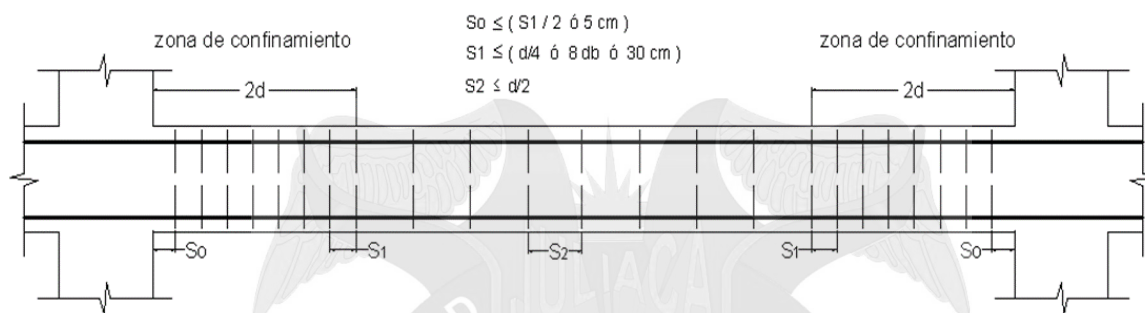
1 Ø 3/8" @ 0.05 + 4 Ø 3/8" @ 0.10 + 3 Ø 3/8" @ 0.15 + R @ 0.20

2.2. DISEÑO POR CORTANTE

El estudio del efecto de la fuerza cortante en los elementos de concreto armado es sumamente complejo y en el entran muchas variables. Se han desarrollado modelos matemáticos que buscan explicarlo, sin embargo, no se ha conseguido un planteamiento teórico que sea totalmente compatible con lo observado experimentalmente. Por ello la mayoría de códigos basan sus diseños en parámetros semi-empíricos.

Los requerimientos dados por la norma E-060, como refuerzo mínimo, espaciamientos máximos del refuerzo transversal se puede resumir en el diagrama de flujo 4.14 siguiendo el criterio que la falla sea antes por flexión que por cortante, la fuerza constante V_u se determina a partir de la suma de las fuerzas cortantes asociadas a las resistencias nominales a flexión (M_n) en los extremos de la luz libre del elemento, y los cortantes isostáticos para cargas permanentes, y reducir luego a la sección crítica (a "d" de la cara de apoyo).

Adicionalmente la norma E-060 proporciona requerimientos para elementos sujetos a fuerzas de sismo, provee una zona de confinamiento ($2d$), y espaciamientos máximos dentro y fuera de esta zona. Los requisitos se pueden resumir en el siguiente esquema.



Esquema: Espaciamientos Máximos en diseño por cortante con sismo en vigas

NOTA: En algunos planos se podrá apreciar en el diseño la inclusión de dos varillas de acero en el centro de los peraltes, ello por los siguientes motivos, darle una resistencia adicional a la torsión, evitar el efecto de contracción de fragua, dilatación por cambio de temperatura en las caras laterales y por armado durante el proceso constructivo.

También se podrá apreciar la distribución de estribos diferentes a los calculados, puesto que se tiene que colocar por proceso constructivo, debido que la transmisión de esfuerzos de corte en el concreto no es constante.

3. DISEÑO DE COLUMNAS

3.1. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

El diseño de elementos sometidos a flexo compresión se basa en las mismas hipótesis del diseño por flexión (compatibilidad de esfuerzos y deformaciones), considerando adicionalmente el efecto de esbeltez.

3.2. DIAGRAMA DE INTERACCIÓN

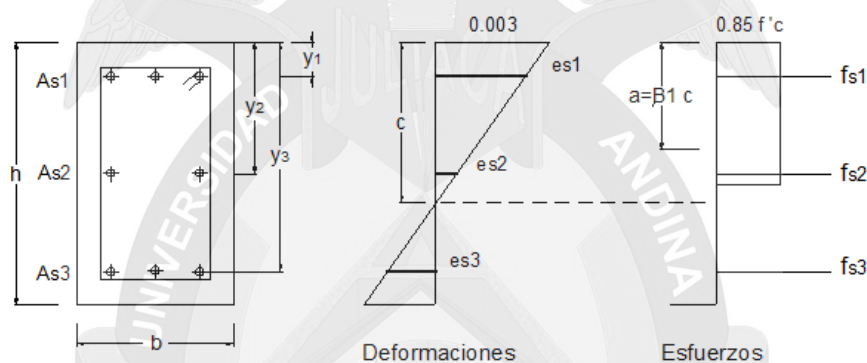
El diagrama de interacción es una curva útil para evaluar la resistencia de una sección a la carga axial y momento actuando simultáneamente. Se construye, al obtener para una sección con una distribución acero A_s , valores

de carga y momento resistente (P , M), conforme se varié la posición del eje neutro C .

En el siguiente esquema se muestra las hipótesis para construir el diagrama de interacción, así como las formulaciones necesarias.

$$y_{cp} = \frac{0.85f'_c(Ag - A_{st})y_{cg} + \sum A_s f_{yy}}{0.85f'_c(Ag - A_{st}) + \sum A_s f_y}$$

Calculo del cancroide plástico:



Compatibilidad de esfuerzos y deformaciones: $e_s = \frac{0.003(C-y)}{C}$, $f_s = E \times e_s$

donde $f_s \leq f_y$

Calculo de las cargas axiales:

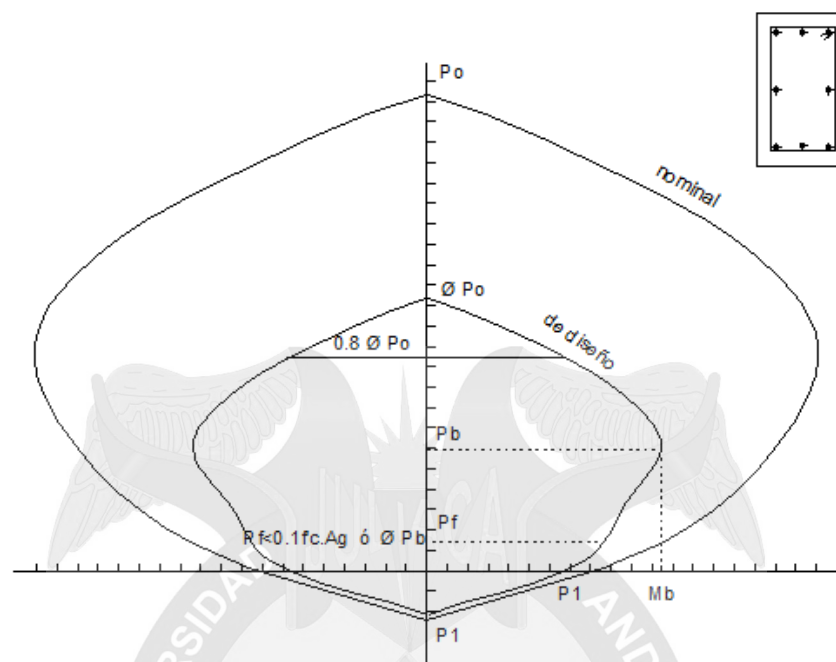
$$P_n = 0.85f'_c \times a \times b + \sum A_s \times f_s \quad \text{donde } a = \beta_1 c$$

Calculo de momentos:

$$M_n = 0.85f'_c \times a \times b (y_{cp} - a/2) + \sum A_s \cdot f_s (y - y_{cp})$$

La norma limita al diagrama de interacción para efectos de diseño, afectándoles de un factor de reducción de resistencia $\phi=0.7$ y un 80% de la carga axial máxima ϕP_o de diseño, con lo que se obtiene una curva trunca en la parte superior, tal como se ilustra en las figuras.

Para elementos con estribos: $\phi P_{o_{max}} = 0.80\phi[0.85f'_c(Ag - A_{st}) - A_{st}f_y]$



La resistencia última al aplastamiento no deberá ser menor que:

$$P_u \leq 0.85 \phi f'_c A_1$$

$$P_u \leq 0.85 \phi f'_c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

A_1 = Área cargada

A_2 = Área de la base inferior del mayor tronco de cono contenido totalmente en el apoyo con pendiente $\frac{1}{2}$.

La flexión biaxial es una condición crítica que la toma en consideración, al respecto propone un método aproximado para el diseño aplicando las ecuaciones de bresler. Construir un diagrama de interacción biaxial es muy complejo aun basándose en las mismas hipótesis que para flexión uniaxial, la inclinación del eje neutro no es perpendicular a la excentricidad resultante; el procedimiento se vuelve iterativo. Con la ayuda de un programa de cómputo es factible resolver estos problemas.



DIAGRAMA DE INTERACCION PARA COLUMNAS

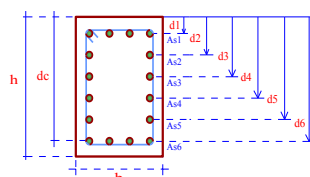
Columna: C-2 Nivel: 1 Bloque A

Norma: ACI 318-02

Datos:

Factor de Reduccion:
si $P_u > 0.1 f_c A_g$
 $\phi = 0.65$ (paracolumnas Estructuradas)
si $P_u \leq 0.1 f_c A_g$
 $\phi = 0.90 - \frac{2P_u}{f_c A_g} \geq 0.65$ (paracolumnas Estructuradas)

b= 30 cm
h= 50 cm
f_c= 210 Kg/cm²
f_y= 4200 Kg/cm²



Datos de Refuerzo en la Columna:

Datos	d	A1		A2		A3		A1+A2
Acero	cm	#	f	#	f	#	f	cm ²
As1	4.00	2	5/8	0				3.96
As2	10.00	2	1/2	0				2.53
As3	16.00	2	1/2	0				2.53
As4	22.00	2	1/2					2.53
As5	28.00	4	3/4					11.40
As6	34.00	2	5/8					3.96
As7	40.00		5/8					0.00
As8	46.00		5/8					0.00
As9			5/8					0.00
As10			5/8					0.00
As11			5/8					0.00
As12			5/8	0				0.00
As13			5/8	0				0.00
As14			5/8	0				0.00

E_s= 2.E+06 Kg/cm²
P_u= 110.8 Tn
M_u= 17.6 Tn-m

As_t= 26.919 cm² r= 0.018

a) Condicion de Carga Concentrica

$$P_{no} = 0.85 f_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

$$A_g = bh$$

A_g= 1500 cm²
P_{no}= 376.00 Tn

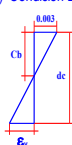
$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$\epsilon_y = 0.0021$$

c) Calculo de puntos haciendo Varir "C":
Factor de reduccion:
f_s= 0.65 Columnas Con Estribos

C	Pn	Mn
cm	Tn	Tn-m
2.60	-22.93	-2.57
5.20	6.48	3.70
7.80	30.06	8.14
10.40	51.57	11.71
13.00	72.14	14.69
15.60	88.52	16.81
18.20	103.28	18.50
20.80	117.13	19.85
23.40	130.38	20.91
26.00	143.21	21.68
28.60	155.73	22.19
31.20	168.02	22.44
33.80	180.07	22.43
36.40	191.72	22.13
39.00	203.31	21.60
41.60	214.84	20.83
44.20	226.32	19.82
46.80	237.76	18.58
49.40	249.17	17.10
52.00	260.56	15.39

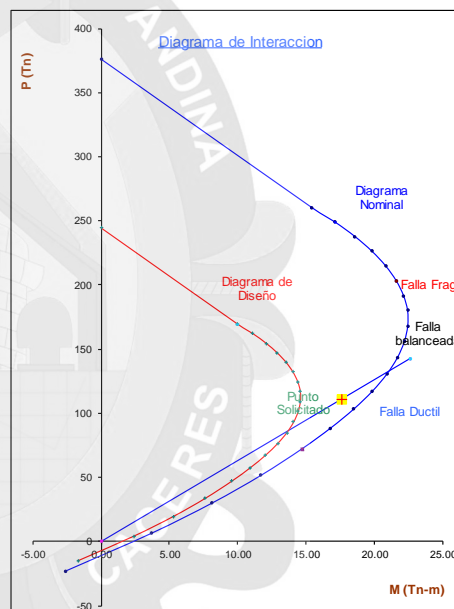
b) Condicion Balanceada



$$\epsilon_y = 0.0021$$

$$f_s = 0.003 \times E_s \times \frac{(c - d_i)}{c}$$

#	f _s	P _s (Tn)	Brazo (m)	M (Tn-m)
fs1	4200	16.63	0.21	3.491531
fs2	3782.609	9.58	0.15	1.437507
fs3	2452.174	6.21	0.09	0.559141
fs4	1121.739	2.84	0.03	0.085259
fs5	-208.696	-2.38	-0.03	0.07138
fs6	-1539.13	-6.09	-0.09	0.548359
fs7	-2869.57	0.00	-0.15	0
fs8	-4200	0.00	-0.21	0
fs9	4200	0.00	0.25	0
fs10	4200	0.00	0.25	0
fs11	4200	0.00	0.25	0
fs12	4200	0.00	0.25	0
fs13	4200	0.00	0.25	0
fs14	4200	0.00	0.25	0
Cc		115.92	0.141765	16.43336
Pn		142.71		22.62654



c) Punto de falla en la zona de fluencia del acero en traccion:

$$C < C_b$$

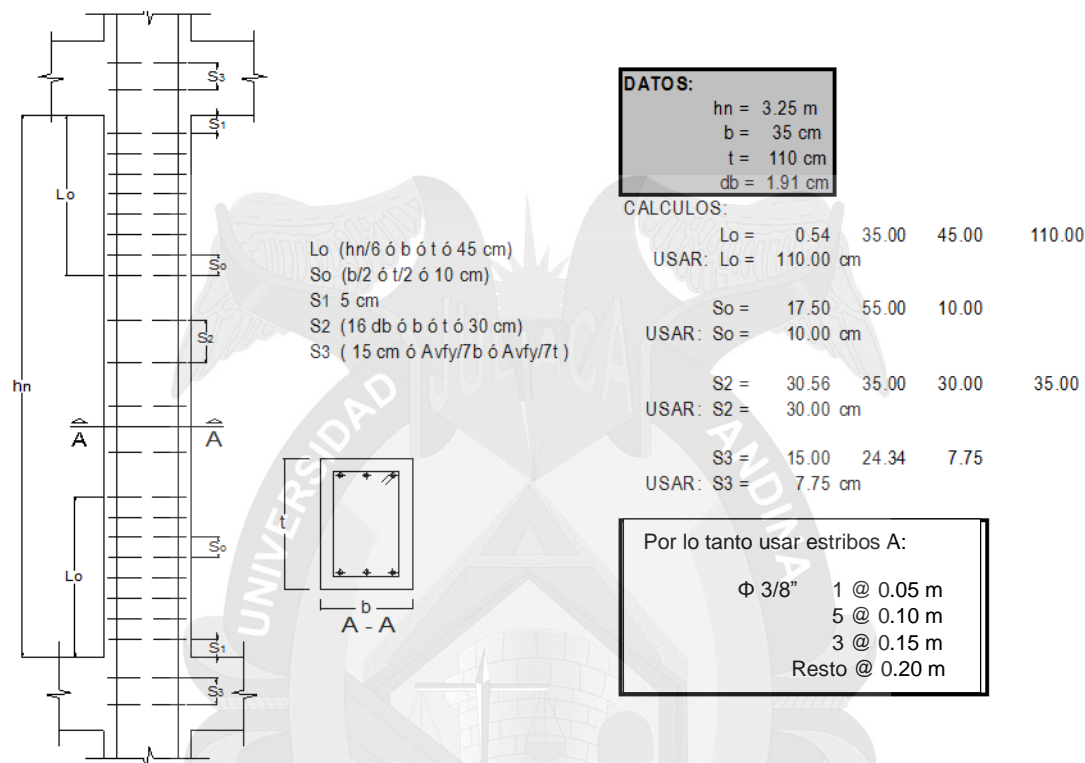
$$D < 4.6$$

Pu	Mu	# var	C	Pn	Mn	a	Calculado						Asumido						Fuerza (kg)						
							fs1	fs2	fs3	fs4	fs5	fs6	fs1	fs2	fs3	fs4	fs5	fs6	Fs1	Fs2	Fs3	Fs4	Fs5	Fs6	Cc
-51.1	13.5	1	4.60	-78.554831	20.73	3.68	-521.739	-24652.2	-48782.6	-72913	-97043.5	-121173.9	-521.7	-4200	-4200	-4200	-4200	-4200	-4131	23942	23942	23942	-33253	0	30654
-14.4	28.1	2	9.20	-22.083134	43.16	7.36	2739.13	-9326.09	-21391.3	-33456.5	-45521.7	-57586.96	2739	-4200	-4200	-4200	-4200	-4200	21687	23942	23942	23942	-33253	0	61309
11.2	37.4	3	13.80	17.177031	57.58	11.04	3826.087	-4217.39	-12280.9	-20304.3	-28347.8	-36391.3	3826	-4200	-4200	-4200	-4200	-4200	30292	23942	23942	23942	-33253	0	91963
42.4	46.6	4	18.40	65.253632	71.71	14.72	4369.565	-1663.04	-7695.65	-13728.3	-19760.9	-25793.48	4200	-1663	-4200	-4200	-4200	-4200	33253	9480	23942	23942	-33253	0	1E+05
68.0	53.5	5	23.00	104.64461	82.31	18.40	4695.652	-130.435	-4956.52	-9782.61	-14608.7	-19434.78	4200	-130.4	-4200	-4200	-4200	-4200	33253	-743.5	23942	23942	-33253	0	2E+05

3.3. DISEÑO POR CORTANTE

La norma E-060, siguiendo el mismo criterio de buscar que la falla sea por flexión antes que por corte, indica que el cortante de diseño V_u se debe calcular a partir de la resistencias nominales en flexo compresión M_n, en los

extremos de la luz libre del elemento, asociados a la fuerza axial P_u que del mayor momento nominal posible (valores que obtiene del diagrama de interacción nominal).



4. DISEÑO DE PLACAS, CAJA DE ASCENSORES Y ESCALERAS.

4.1. CAJA DE ASCENSORES

DISEÑO DE MUROS DE CORTE POR ELEMENTOS SHELLS.

A continuación se muestra un ejemplo de cómo se realizó el cálculo de estos elementos.

Se tiene que para un esfuerzo se cumple:

$$T = S_{ij}.A_c \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$T = \phi A_s.f_y \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$A_s = \frac{S_{ij}.A_c}{\phi.f_y}$$

De (1) y (2) se tiene

Dónde:

A_s = área de acero en cm^2

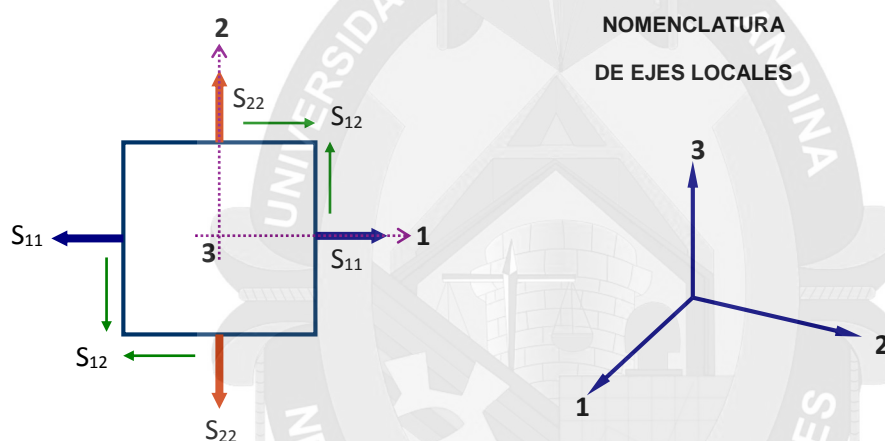
S_{ij} = esfuerzo en la dirección indicada.

ϕ = Factor de reducción (0.90)

f_y = límite de fluencia del acero (4200 kg/cm^2).

A_c = área de concreto en función del espesor (e) y para un ancho de 1.00m .

Para el cálculo de acero longitudinal y transversal se usa las siguientes expresiones:

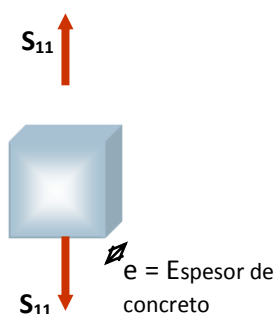


Nomenclatura de ejes locales y globales para el diseño de placas, para el cálculo de acero.

S_{11} ó S_{22} = esfuerzo tangencial o longitudinal. (De acuerdo a los ejes locales de la fig. 23)



$$S_{22} \text{ (Acero longitudinal)} \quad A_s = \frac{S_{22} \cdot A_c}{\phi \cdot f_y}$$



$$S_{11} \text{ (Acero transversal)} \quad A_s = \frac{S_{11} \cdot A_c}{\phi \cdot f_y}$$

NOTA: Se diseña para un ancho de un metro.

DISEÑO DE PLACAS

CALCULO DE ACERO POR ESFUERZOS

$$S_{22} \text{ PARA ACERO TRANSVERSAL} \quad A_{s_T} = \frac{S_{11} \times A_c}{\phi \times f_y}$$

$$S_{11} \text{ PARA ACERO LONGITUDINAL} \quad A_{s_L} = \frac{S_{22} \times A_c}{\phi \times f_y}$$

CALCULO DE ACERO EN CAJA DE ASCENSOR

Fy =	4200 kg/cm ²	
Ancho (a analizar) =	100 cm	
Esfuerzo S11 =	19.67 kg/cm ²	VERTICAL
Esfuerzo S22 =	88.27 kg/cm ²	HORIZONTAL
Fc =	210 kg/cm ²	
φ =	0.9	
Espesor de concreto =	15 cm	
Longitud de la Placa =	180 cm	

CUADRO Nº 01		
As	Diam	Area
6 mm	0.30	0.28
1/4"	0.64	0.32
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
1"	2.54	5.07

$$A_{sT} = 35.03 \text{ cm}^2$$

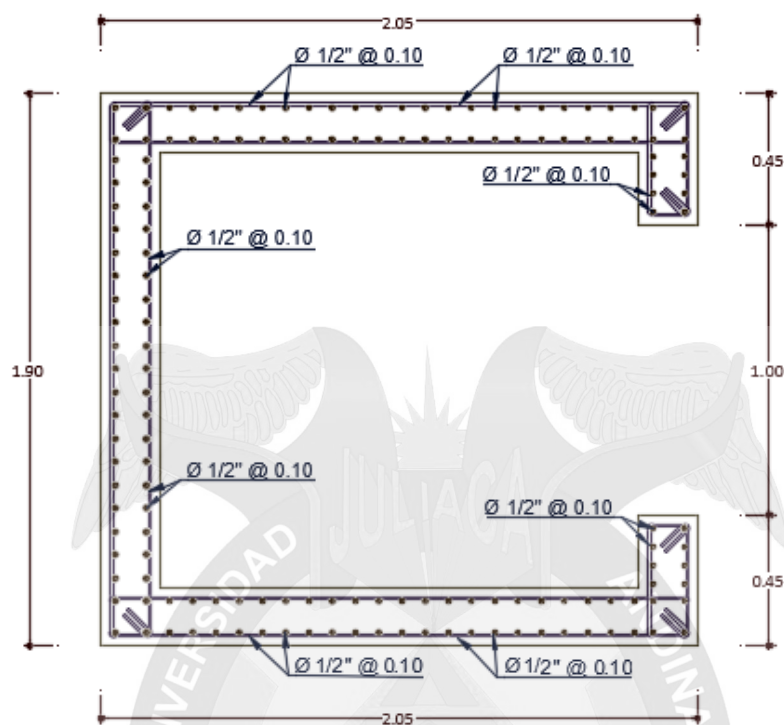
Para acero longitudinal

Usar φ @ 10 cm

Para acero transversal

$$A_{sT} = 7.81 \text{ cm}^2$$

Usar φ @ 8 cm



PLANO DE ACERO EN ASCENSOR

ESC. 1/20

4.2. DISEÑO DE PLACAS

DISEÑO DE PLACAS

CALCULO DE ACERO POR ESFUERZOS

S22 PARA ACERO TRANSVERSAL
$$A_{s_T} = \frac{S_{11} \times A_c}{\phi \times f_y}$$

S11 PARA ACERO LONGITUDINAL
$$A_{s_L} = \frac{S_{22} \times A_c}{\phi \times f_y}$$

CALCULO DE LONGITUDINAL EN PLACAS

Fy =	4200 kg/cm ²	
Ancho (a analizar) =	100 cm	
Esfuerzo S22 =	138.32 kg/cm ²	PRIMER TRAMO
Esfuerzo S22 =	26.13 kg/cm ²	SEGUNDO TRAMO
Fc =	210 kg/cm ²	
φ =	0.9	
Espesor de concreto =	25 cm	
Longitud de la Placa =	180 cm	

CUADRO Nº 01		
As	Diam	Area
6 mm	0.30	0.28
1/4"	0.64	0.32
3/8"	0.95	0.71
1/2"	1.27	1.27
5/8"	1.59	1.98
3/4"	1.91	2.85
1"	2.54	5.07

$$A_{st} = 91.48 \text{ cm}^2$$

Para acero longitudinal

Usar ϕ  @ 10 cm

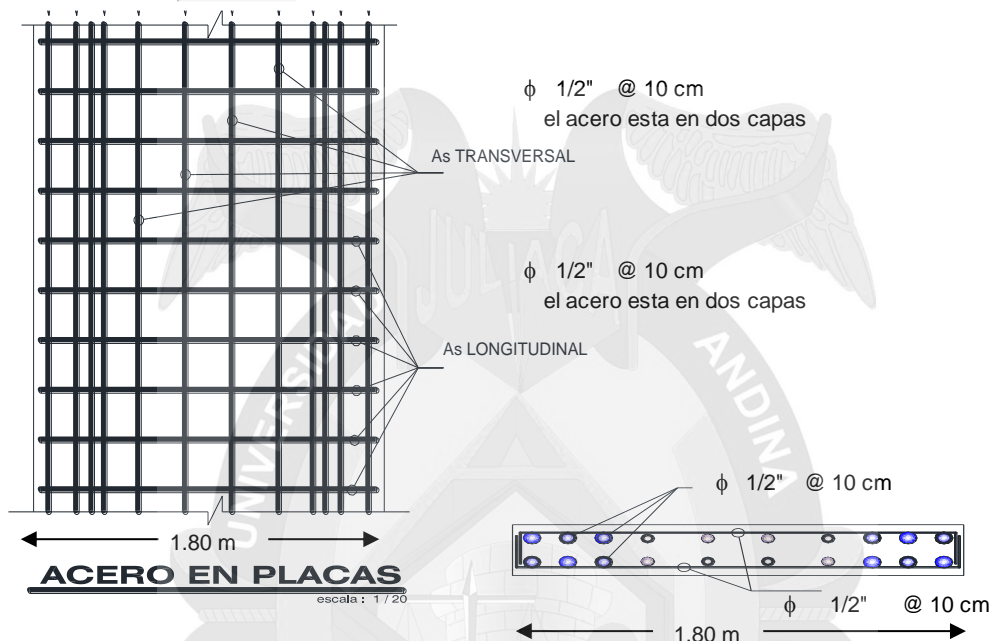
PRIMER TRAMO

Para acero longitudinal

$$A_{st} = 17.28 \text{ cm}^2$$

Usar ϕ @ 10 cm

SEGUNDO TRAMO

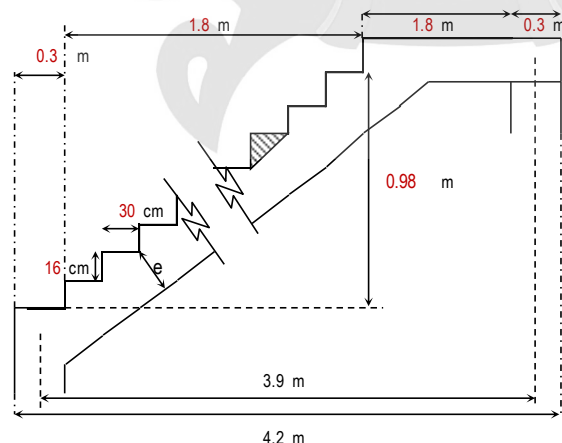


Nota: El refuerzo se realizo mediante esfuerzos y en algunos casos se uso el acero minimo por disposicion del RNE E-060

*el acero es calculado en 2 capas para la distribucion respectiva

5. DISEÑO DE ESCALERAS

DISEÑO DE ESCALERAS



Datos

$$f'_c = 210.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$

Sobre Cargas:

S/C : 400 kg/cm²

Ancho= 2.50 m

Paso = 30.00 cm

C/paso = 16.00 cm

$$\left. \begin{aligned} e &= \frac{L}{25} = \frac{3.9 \text{ m}}{25} = 0.156 \text{ m} \\ e &= \frac{L}{30} = \frac{3.9 \text{ m}}{30} = 0.130 \text{ m} \end{aligned} \right\} \text{Asumimos } e = 15 \text{ cm}$$

Luego tenemos: $W_1 = P_{prop1} + P_{acab}$

$$P_{prop1} = (1,00 \text{ m}) (0,15 \text{ m}) (2400 \text{ kg/m}^3) = 360,00 \text{ kg/m}$$

$$W_1 = (360,00 \text{ kg/m}^2) + (100 \text{ kg/m}^2) = 460,00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Luego combinando tenemos: } W_{u1} = 1,4 (460,00 \text{ kg/m}^2) + 1,7 (400,00 \text{ kg/m}^2) = 1324 \text{ kg/m}$$

$$\text{También: } W_2 = [0,15 \text{ m} (2400 \text{ kg/m}^3) (\sqrt{(1,8 \text{ m})^2 + (1,0 \text{ m})^2})] (1/1,8 \text{ m}) = 409,90 \text{ kg/m}$$

$$\text{Luego para los escalones tenemos: } P_{esc} = \frac{0,16 \text{ m} \times 0,30 \text{ m}}{2} (2400 \text{ kg/m}^3) = 57,60 \text{ kg/m}$$

$$\text{Luego: } P_{esc/m} = \frac{57,60 \text{ kg/m} (1 \text{ m})}{0,30 \text{ m}} = 192,00 \text{ kg/m}$$

$$W_2 = W_2 + P_{esc/m} = 601,90 \text{ kg/m}$$

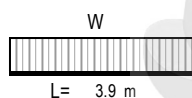
$$\text{Luego combinando tenemos: } W_{u2} = 1,4 (601,90 \text{ kg/m}^2) + 1,7 (601,90 \text{ kg/m}^2) = 1865,882 \text{ kg/m}$$

Cálculo de Momentos y Cortantes Máximos:

Se puede simplificar el análisis de Corte y Momento de acuerdo a la siguiente relación:

$$\text{Si } \frac{W_{u1}}{W_{u2}} \leq 1,30 \Rightarrow W = \frac{W_{u1} L_1 + W_{u2} L_2}{L_1 + L_2} \quad \text{Entonces: } \frac{1324 \text{ kg/m}}{1865,882 \text{ kg/m}} = 0,71 \leq 1,30 \quad \text{Ok!}$$

$$\text{Por lo tanto } W = 1594,9412 \text{ kg/m}$$



Para el caso que se tiene tenemos:

$$(+ M_{max} = W L_2^2 = 6064,76 \text{ kg-m}$$

$$(- M_{max} = \frac{1}{16} W L_2^2 = 379,05 \text{ kg-m}$$

$$(- M_{max} = \frac{1}{12} W L_2^2 = 505,40 \text{ kg-m}$$

$$(- M_{max} = \frac{1}{9} W [(L_2 + L_1)/2]^2 = 673,86 \text{ kg-m}$$

$$(+ V_{max} = \frac{1}{2} W L^2 = 12129,53 \text{ kg}$$

$$(+ M_{max} = W L_1^2 = 6064,76 \text{ kg-m}$$

$$(- M_{max} = \frac{1}{16} W L_1^2 = 379,05 \text{ kg-m}$$

$$(- M_{max} = \frac{1}{12} W L_1^2 = 505,40 \text{ kg-m}$$

$$\text{Tomando: } (+ M_{max} = 6064,76 \text{ kg-m} \\ (- M_{max} = 673,86 \text{ kg-m}$$

Cálculo de las áreas de acero necesario $A_s(+)$ y $A_s(-)$:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$$

$$\text{Para: } b = 100,00 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

a	(+) A_s	a'
2,00	11,46	2,70
2,70	11,75	2,77
2,77	11,78	2,77
2,77	11,79	

Luego:

$$(+ A_s = 11,79 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0,85 f'_c b}$$

$$\text{Para: } b = 100,00 \text{ cm} = 1 \text{ m}$$

a	(-) A_s	a'
2,00	1,27	0,30
0,30	1,20	0,28
0,28	1,20	0,28
0,28	1,20	

Luego:

$$(- A_s = 1,20 \text{ cm}^2$$

Usando $\phi 5/8"$ para $A_s(+)$ tenemos un S de:

$$\phi 5/8" = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{sb} b}{A_s} = \frac{1,980 \text{ cm}^2 (100 \text{ cm})}{11,79 \text{ cm}^2}$$

$$S = 16,801 \text{ cm} \sim 15 \text{ cm}$$

Usando $\phi 1/4"$ para $A_s(-)$ tenemos un S de:

$$\phi 1/4" = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{sb} b}{A_s} = \frac{0,320 \text{ cm}^2 (100 \text{ cm})}{1,20 \text{ cm}^2}$$

$$S = 26,672 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm}$$

Cálculo de las áreas del acero de repartición o temperatura:

$$A_{sT} = \rho_{min} b e = 0,002 (100 \text{ cm}) (15 \text{ cm}) = 3,00 \text{ cm}^2$$

Usando $\phi 1/2"$ para A_{sT} tenemos un S de:

$$\phi 1/2" = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_{sb} b}{A_s} = \frac{1,270 \text{ cm}^2 (100 \text{ cm})}{3,000 \text{ cm}^2}$$

$$S = 42,333 \text{ cm} \sim 40 \text{ cm}$$

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS CON FINES DE DETERMINAR LA CAPACIDAD PORTANTE



PROYECTO:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE
NUEVE NIVELES”**

UBICACIÓN:

Distrito	: Juliaca
Provincia	: San Román
Departamento	: Puno

LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD

GENERALIDADES

El Estudio de Mecánica de Suelos, para el Proyecto se realizó tomando en cuenta el Reglamento Nacional de Edificaciones E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES, y para los ensayos de laboratorio, se aplicó las normas de la ASTM, que nos permitieron Clasificar los suelos, determinar los parámetros de resistencia, y finalmente calcular la capacidad de carga admisible del suelo de cimentación del área del proyecto.

OBJETIVOS

El objetivo principal, del estudio de Mecánica de Suelos, es el de determinar los parámetros necesarios del suelo, que nos permitan evaluar, calcular y recomendar un tipo de cimentación, que garantice la estabilidad de la estructura a construir, tomando como referencia importante, la información previa sobre el tipo de estructura, las cargas, y el número de pisos.

INFORMACIÓN PREVIA

DEL TERRENO A INVESTIGAR

- Plano de ubicación y acceso
- Plano topográfico con curvas de nivel

DE LA OBRA A CIMENTAR

Las edificaciones se clasifican según la siguiente tabla:

TABLA N° 1 TIPO DE EDIFICACIÓN					
CLASE DE ESTRUCTURA	DISTANCIA MAYOR ENTRE APOYOS* (m)	NÚMERO DE PISOS (Incluidos los sótanos)			
		≤ 3	4 a 8	9 a 12	> 12
APORTICADA DE ACERO	< 12	C	C	C	B
PÓRTICOS Y/O MUROS DE CONCRETO	< 10	C	C	B	A
MUROS PORTANTES DE ALBAÑILERÍA	< 12	B	A	—	—
BASES DE MÁQUINAS Y SIMILARES	Cualquiera	A	—	—	—
ESTRUCTURAS ESPECIALES	Cualquiera	A	A	A	A
OTRAS ESTRUCTURAS	Cualquiera	B	A	A	A
* Cuando la distancia sobrepasa la indicada, se clasificará en el tipo de edificación inmediato superior.					
TANQUES ELEVADOS Y SIMILARES		≤ 9 m de altura	> 9 m de altura		
		B	A		

* Ver Artículo 11 (11.2)

Determinación del tipo de edificación le corresponde a:

- Pórticos y/o muros de concreto armado
- El número de pisos es mayor de 9 a 12 niveles.
- Distancia entre apoyos es menor a 12m

Por lo tanto la edificación es del **TIPO B**.

LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD



DATOS GENERALES DE LA ZONA

Usos anteriores del suelo: Terreno Natural

Construcciones antiguas: no se registró ningún resto arqueológico.

DE LAS EDIFICACIONES ADYACENTES

Las edificaciones adyacentes tiene como máximo 04 niveles, las cimentaciones que realizaron fueron zapatas aisladas y zapatas conectadas.

ENSAYOS DE LABORATORIO



LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD

**ENSAYO DE CONTENIDO DE HUMEDAD
(ASTM – D – 2216 – MTC – E 108)**

PROYECTO : ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES.

SOLICITADO : Bach. Ing. Civil E.D.M.R.

UBICACIÓN : AV. Emiliano Cano S/N - Juliaca

FECHA : Agosto del 2016

Sondaje : Calicata C-1

Muestra : C - 1

Profundidad : 1.80 Mt.

ESTRATO N° 1				
ENSAYO	N°	1	2	3
TARA	N°	UF	UG	UH
PESO DE LA CAPSULA	gr.	33.16	10.97	10.98
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	48.27	21.41	23.76
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	45.13	19.22	21.85
PESO DEL AGUA	gr.	3.14	2.19	1.91
PESO DEL SUELO SECO	gr.	11.97	8.25	10.87
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	26.23%	26.55%	17.57%
PROMEDIO	%	23.45%		

ESTRATO N° 2				
ENSAYO	N°	1	2	3
TARA	N°	TF	TS	TR
PESO DE LA CAPSULA	gr.	14.10	19.59	14.09
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	31.97	30.37	27.98
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	28.09	28.07	25.07
PESO DEL AGUA	gr.	3.88	2.30	2.91
PESO DEL SUELO SECO	gr.	13.99	8.48	10.98
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	27.73%	27.12%	26.50%
PROMEDIO	%	27.12%		

LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD



LÍMITES DE CONSISTENCIA (ASTM – D424 – D4318 AASTHO – T90)

PROYECTO : ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES.

SOLICITADO : Bach. Ing. Civil E.D.M.R.

UBICACIÓN : AV. Emiliano Cano S/N - Juliaca

FECHA : Agosto del 2016

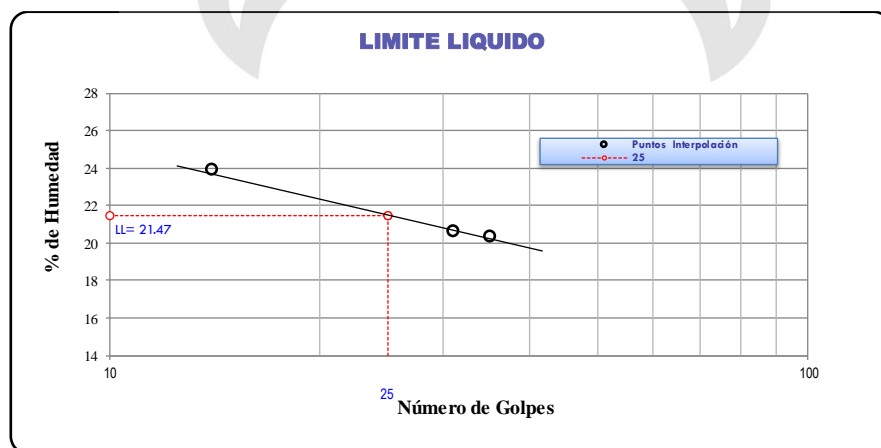
Sondaje : Calicata C-1

Muestra : C - 1

Profundidad : 1.80 Mt.

LÍMITE LIQUIDO					
ENSAYO	N°	1	1	2	3
CAPSULA	N°	#-2	#-5	#-6	T-F
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.	39.44	51.98	34.71	55.32
CAPSULA + SUELO SECO	gr.	34.31	44.06	31.09	51.57
PESO DEL AGUA	gr.	5.13	7.92	3.62	3.75
PESO DE LA CAPSULA	gr.	13.16	10.98	13.57	33.16
PESO DEL SUELO SECO	gr.	21.15	33.08	17.52	18.41
CONTENIDO DE HUMEDAD	%	24.26%	23.94%	20.66%	20.37%
NUMERO DE GOLPES	N	8	14	31	35

LÍMITE PLASTICO					
ENSAYO	N°	NP	NP	NP	NP
CAPSULA	N°	#-2	#-5	#-6	T-F
CAPSULA + SUELO HUMEDO	gr.				
CAPSULA + SUELO SECO	gr.				
PESO DEL AGUA	gr.	NP	NP	NP	NP
PESO DE LA CAPSULA	gr.				
PESO DEL SUELO SECO	gr.	NP	NP	NP	NP
LÍMITE PLASTICO	%	NP	NP	NP	NP



LÍMITE LIQUIDO	21.47
LÍMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	NP

LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO

ENSAYOS ESTÁNDAR DE CLASIFICACIÓN (D2216 - D854 - D4318 - D427 - D2487)

PROYECTO : ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES.

SOLICITADO : Bach. Ing. Civil E.D.M.R.

UBICACIÓN : AV. Emiliano Cano S/N - Juliaca

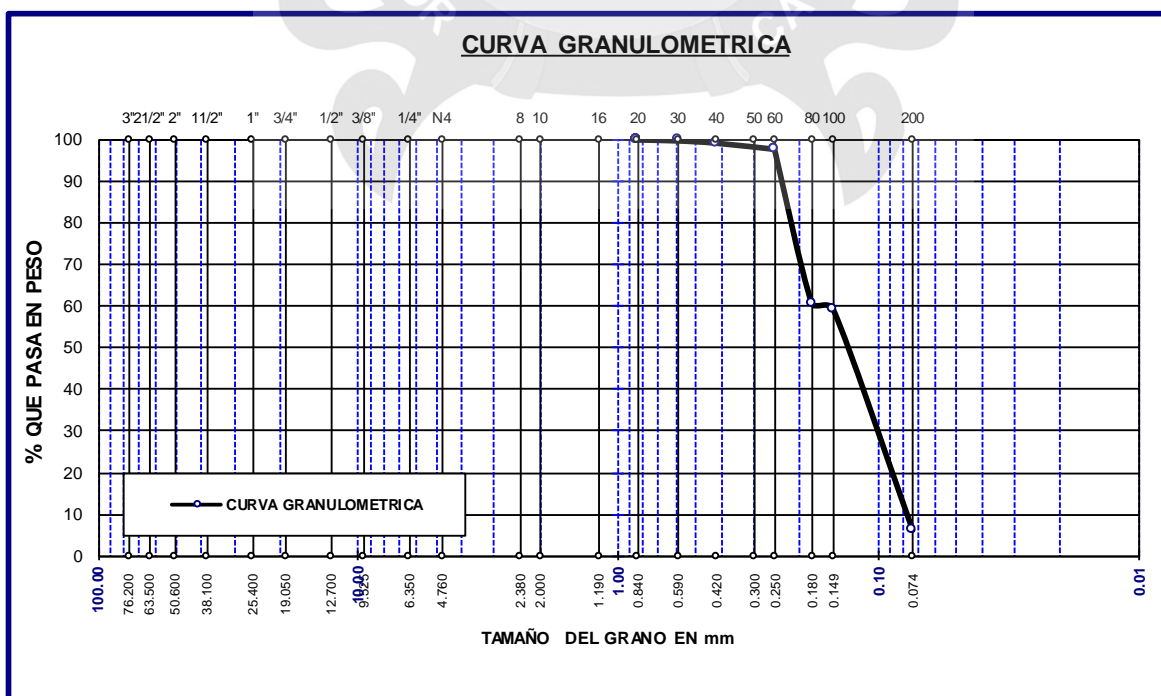
FECHA : Agosto del 2016

Sondaje : Calicata C-1

Muestra : C - 1

Profundidad : 1.80 Mt.

TAMICES ASTM	ABERTURA mm	PESO RETENIDO	%RETENIDO PARCIAL	%RETENIDO ACUMULADO	% QUE PASA	ESPECIF.	DESCRIPCION DE LA MUESTRA
3"	76.200						P. I. = 692.89
2 1/2"	63.500						P. L. = 650.31
2"	50.600						P. P. = 42.58
1 1/2"	38.100						
1"	25.400						
3/4"	19.050						LIMITES DE CONSISTENCIA:
1/2"	12.700						L. L. = 21.47
3/8"	9.525						L. P. = NP
1/4"	6.350						I. P. = NP
No4	4.760						CARACT. GRANULOMETRICAS:
No8	2.380						D10= 0.079 Cu= 2.09
No10	2.000						D30= 0.108 Cc= 0.88
No16	1.190						D60= 0.17
No20	0.840	0.39	0.06	0.06	99.94		CLASIFICACION:
No30	0.590	1.57	0.23	0.28	99.72		S.U.C.S. : ML
No40	0.420	3.76	0.54	0.83	99.17		AASHTO : ---
No 50	0.300						SUELO LIMO O INORGANICOS,
No60	0.250	10.29	1.49	2.31	97.69		LIMOS ARENOSOS
No80	0.180	256.47	37.01	39.33	60.67		
No100	0.149	10.39	1.50	40.82	59.18		
No200	0.074	367.44	53.03	93.85	6.15		
BASE		42.58	6.15	100.00	0.00		Obs: material muestreado por el
TOTAL		692.89	100.00				personal de Laboratorio.
% PERDIDA							



LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD

**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**
NORMA ASTM (D3080-98)

PROYECTO : ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES.

SOLICITADO : Bach. Ing. Civil E.D.M.R.

UBICACIÓN : AV. Emiliano Cano S/N - Juliaca

FECHA : Agosto del 2016

Sondaje : Perforación N° 1

Muestra : 1

Profundidad : 3.50 Mt.

Clasificación (SUCS) : ML

Estado de la Muestra : Inalterada

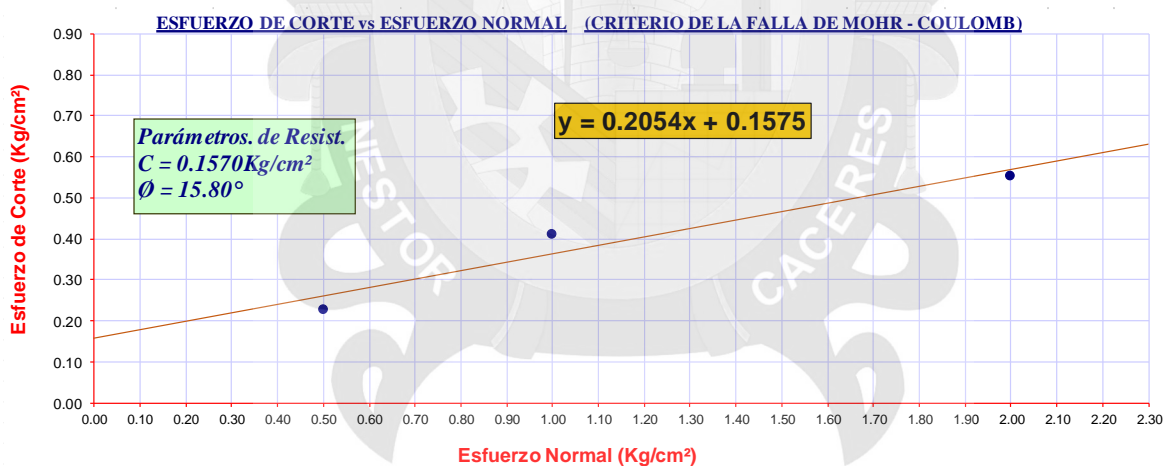
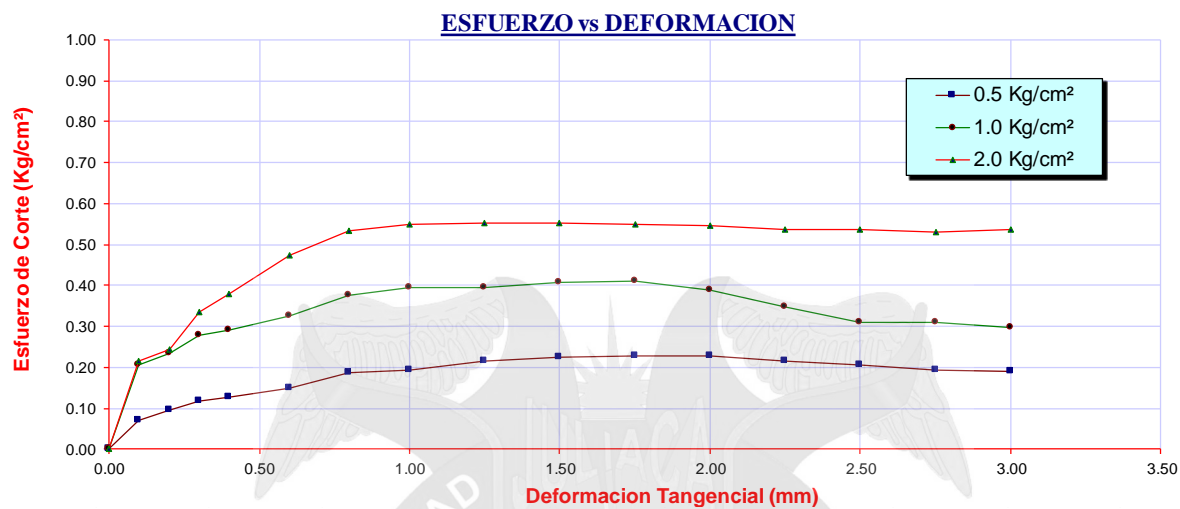
Velocidad de Ensayo (mm/min) : 0.50

Tiempo de Consolidación (hrs) : 24.00

Muestra Nro.	1	Perforación Nro.	1	ENSAYO DE CORTE DIRECTO
Profundidad de la muestra(m)		3.5		
Clasificacón (SUCS)		RECIEÑ		
Estado de la muestra de suelo	Inalterada		X	
	Remoldeada			
Veloc. de Ensayo (mm/min)	0.5	Tiempo de Consolidación (hrs)	24.0	(NORMA ASTM - D3080-98)

Datos	ESPECIMEN 01				ESPECIMEN 02				ESPECIMEN 03			
	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final	Inicial	Final
Altura (h) (cm)	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50	2.50
Diámetro (Ø) (cm)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Volumen (cm ³)	49.09				49.09				49.09			
Peso (Gr)	99.52				94.46				98.48			
PesoEspecif. (yd) (gr/cm ³)	2.03				1.92				2.01			
Humedad (w) (%)	24.90				22.28				23.21			
Esfuerzo Normal (kg/cm ²)	0.50				1.00				2.00			
	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)	Deformac. Tangencial (mm)	Dial de Carga	Fuerza Cortante (Kg)	Esfuerzo de Corte (Kg/cm ²)
	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000	0.00	0.00	0.000	0.000
	0.10	10.00	1.402	0.071	0.10	29.00	4.066	0.207	0.10	30.00	4.206	0.214
	0.20	13.50	1.893	0.096	0.20	33.00	4.627	0.236	0.20	34.00	4.767	0.243
	0.30	16.50	2.313	0.118	0.30	38.00	5.434	0.277	0.30	46.00	6.578	0.335
	0.40	18.00	2.524	0.129	0.40	40.05	5.727	0.292	0.40	52.00	7.436	0.379
	0.60	21.00	2.944	0.150	0.60	44.50	6.364	0.324	0.60	65.05	9.302	0.474
	0.80	26.00	3.645	0.186	0.80	51.50	7.365	0.375	0.80	72.30	10.447	0.532
	1.00	27.00	3.785	0.193	1.00	54.08	7.733	0.394	1.00	74.50	10.765	0.548
	1.25	30.07	4.216	0.215	1.25	54.08	7.733	0.394	1.25	75.02	10.840	0.552
	1.50	31.50	4.416	0.225	1.50	56.02	8.011	0.408	1.50	75.02	10.840	0.552
	1.75	31.90	4.472	0.228	1.75	56.50	8.080	0.411	1.75	74.50	10.765	0.548
	2.00	31.90	4.472	0.228	2.00	53.50	7.651	0.390	2.00	74.00	10.693	0.545
	2.25	30.09	4.219	0.215	2.25	47.50	6.793	0.346	2.25	73.00	10.549	0.537
	2.50	29.00	4.066	0.207	2.50	42.50	6.078	0.310	2.50	73.00	10.549	0.537
	2.75	27.00	3.785	0.193	2.75	42.50	6.078	0.310	2.75	72.00	10.404	0.530
	3.00	26.50	3.715	0.189	3.00	41.00	5.863	0.299	3.00	73.00	10.549	0.537
	3.50		0.000	0.000	3.50		0.000	0.000	3.50		0.000	0.000

LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD



LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

PROYECTO: "ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES"

"FORMULA GENERAL DE TERZAGHI"

$$q_{ultimo} = C \times Nc + \gamma \times Df \times Nq + \frac{1}{2} \gamma \times B \times N\gamma$$

Dónde:

- qult. : Presión de carga Última
- qadm. : Presión de carga Admisible
- f.s : Factor de seguridad
- Ø : Angulo de Fricción Interna
- γ : Peso Unitario del Suelo
- B : Ancho de la Zapata
- Df. : Profundidad de Cimentación y/o Desplante
- NC, N&, Nq. : Factores de Capacidad de Carga (HANSEN 1961).

Dónde:

- Da : Distancia donde se Ubica la N.F
- Df : Profundidad de Cimentación y/o Desplante

$$C = 0.1570 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma = 1.6800 \text{ gr/cm}^3$$

$$\phi = 15.8000^\circ$$

CALCULO DE FACTORES DE CAPACIDAD DE CARGA

$$Nq = 4.2530$$

$$Nc = 11.4960$$

$$N\& = 2.9729$$

CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

$$q_{ultimo} = C \times Nc + \gamma \times Df \times Nq + \frac{1}{2} \gamma \times B \times N\gamma$$

Ecuacion General de Terzaghi

Fs = 3.00	b = 1.00	b = 1.50	b = 2.00	b = 2.50	b = 3.00
Df = 0.50	0.804	0.846	0.887	0.929	0.970
Df = 1.00	0.923	0.965	1.006	1.048	1.090
Df = 1.50	1.042	1.084	1.125	1.167	1.209
Df = 1.80	1.114	1.155	1.197	1.238	1.280
Df = 2.00	1.161	1.203	1.244	1.286	1.328
Df = 2.30	1.233	1.274	1.316	1.358	1.399
Df = 3.00	1.399	1.441	1.483	1.524	1.566

Nota: Valores en Kg/cm² (capacidad admisible afectado por el factor de seguridad)

Por lo que la capacidad de carga es de **1.15 kg/cm²**

LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD



PERFIL ESTRATIGRÁFICO

PROYECTO : Edificación de 09 Niveles

PROFUNDIDAD : 4.20m

UBICACIÓN : Juliaca

MUESTRA : Calicata C-1

FECHA : Agosto del 2016

NIVEL FREÁTIC : 1.5

PROFUNDIDAD	SIMBOLO	GRAFICO	DESCRIPCION DEL SUELO
20 cm	OL		Limo Inorganico
40 cm			
60 cm			
80 cm	MH		Limo Inorganico de alta plasticidad
100 cm			
120 cm			
140 cm			
160 cm			
180 cm			
200 cm			
220 cm			
240 cm			
260 cm	CH		Suelo conformado por arcillas Inorganicas de alta plasticidad
280 cm			
300 cm			
320 cm			
340 cm			
360 cm			
380 cm			
400 cm			
420 cm			

OBSERVACIONES:

MI: Muestra inalterada

MA: Muestra alterada

SPT: Ensayo de penetración estándar

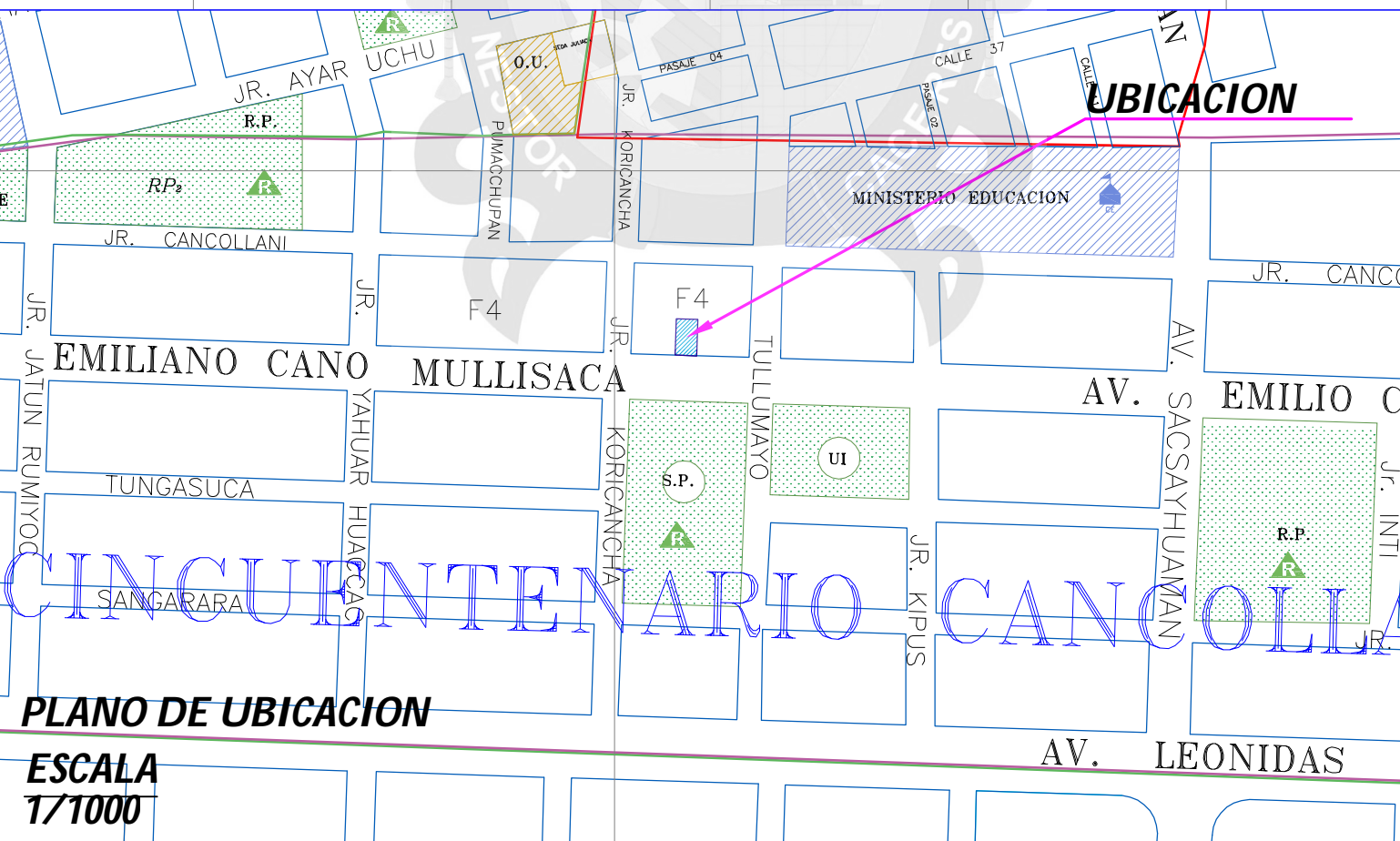
MNC: Muestra no conseguida

TP: Testigo parafinado

N.F.: Nivel freático

: Escala gráfica vertical (Equivalente a 0.10 m.)


LOS ENSAYOS SE REALIZAN SEGÚN LO RECOMENDADO EN LA NORMATIVIDAD



CUADRO DE LADOS, DIST. ANG. INT.					
VERTICE	LADO	DIST.	ANGULO	ESTE	NORTE
P1	P1 - P2	12.00	90°0'0"	8288533.668	391418.848
P2	P2 - P3	22.55	90°0'0"	8288545.662	391418.464
P3	P3 - P4	12.00	90°0'0"	8288545.022	391398.474
P4	P4 - P1	22.55	90°0'0"	8288533.029	391398.858

Area: 270.60 m²
Area: 0.02706 ha
Perimetro: 69.10 ml

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL JURADO REVISOR CONFORMADO POR: <u>NOMBRES:</u> Presidente: Mgtr. Ing. Orlando E. LA TORRE BARRA 1er Miembro: Dr. Ing. Ronald MADERA TERÁN 2do Miembro: Dr. Ing. Leonel SUASACA PELINCO <i>Escuela Profesional De</i> <div style="text-align: center;">INGENIERÍA CIVIL</div> CALCULO ESTRUCTURAL: <u>NOMBRE:</u> Bach. I.C.: Ebert David Mamani Roque	<div style="text-align: center;">UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ</div> PROYECTO: <div style="text-align: center;">“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN DE NUEVE NIVELES CON APLICACIÓN DEL SOFTWARE ETABS VERSIÓN 15.2 - SAFE VERSIÓN 14.1”</div> <div style="text-align: center; border: 1px solid black; padding: 5px; margin: 10px 0;">UBICACIÓN</div> <table style="width: 100%; margin: 0 auto;"> <tr> <td style="width: 33%; text-align: center;">DPTO: PUNO</td> <td style="width: 33%; text-align: center;">PROV: SAN ROMAN</td> <td style="width: 33%; text-align: center;">DISTR: JULIACA</td> </tr> </table> <div style="padding: 10px;"> PLANO: PLANO DE UBICACION, LOCALIZACION Y PERIMETRICO <table style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 60%;"> DISEÑO CAD: <u>NOMBRE:</u> Bach. I.C.: Ebert David Mamani Roque </td> <td style="width: 20%;"> ESCALA: INDICADA </td> <td style="width: 20%;"> AÑO: 2018 </td> </tr> </table> </div>	DPTO: PUNO	PROV: SAN ROMAN	DISTR: JULIACA	DISEÑO CAD: <u>NOMBRE:</u> Bach. I.C.: Ebert David Mamani Roque	ESCALA: INDICADA	AÑO: 2018
DPTO: PUNO	PROV: SAN ROMAN	DISTR: JULIACA					
DISEÑO CAD: <u>NOMBRE:</u> Bach. I.C.: Ebert David Mamani Roque	ESCALA: INDICADA	AÑO: 2018					

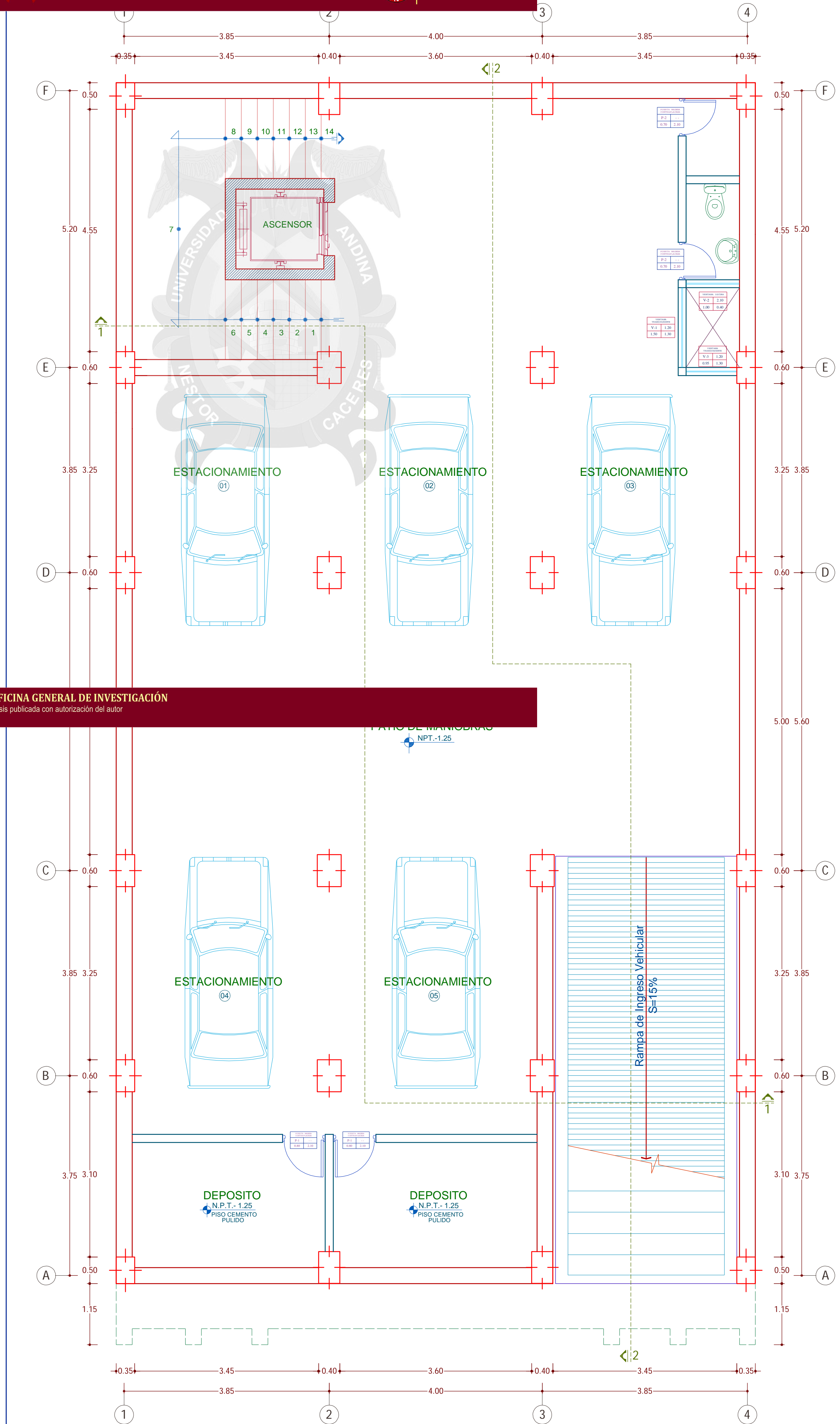


LAMINA :

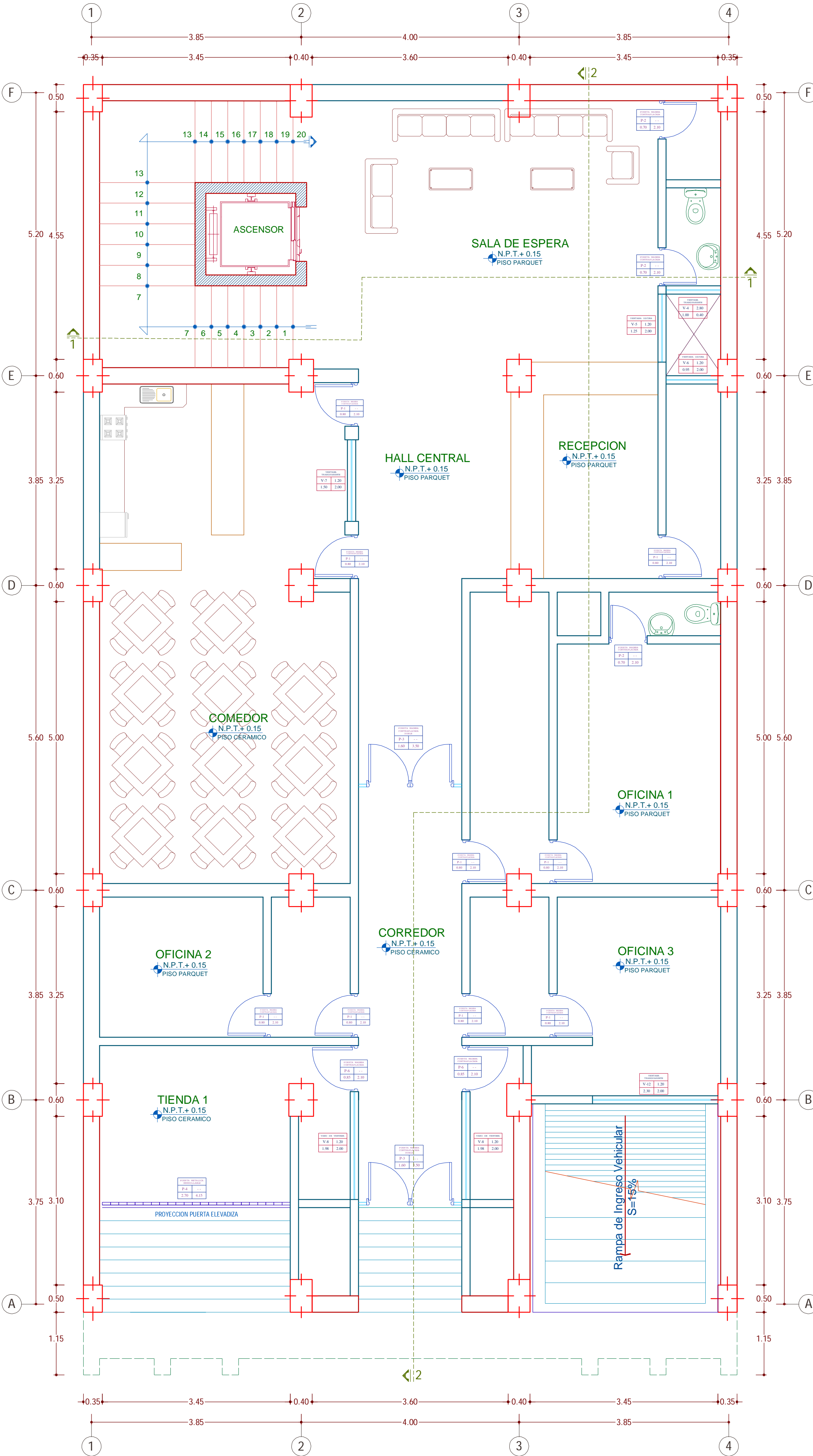
P.U.L.

 TOTAL DE LAMINAS

1 DE 1



PLANO SEMI-SOTANO
ESC. 1/50



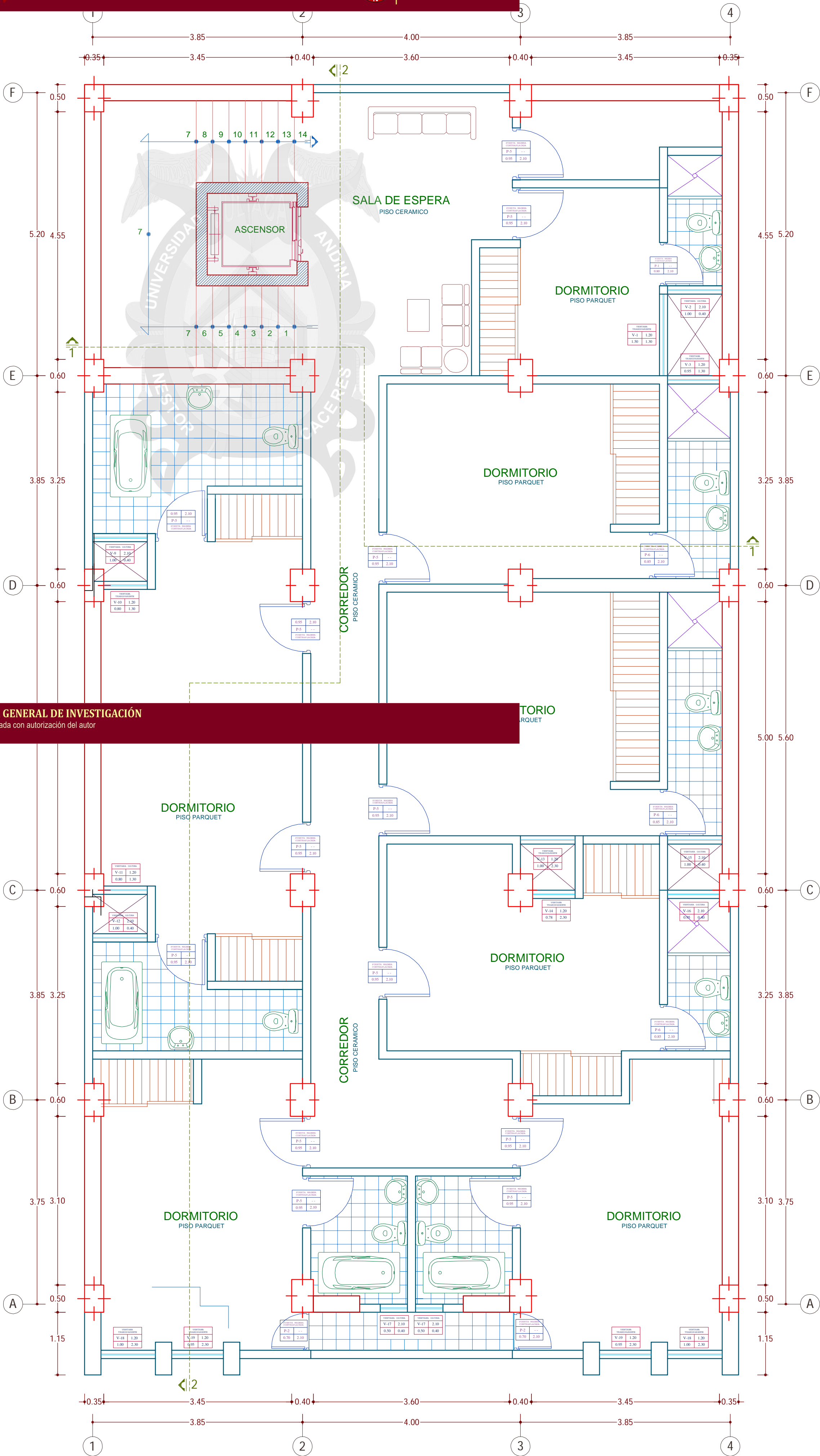
PLANO 1ER NIVEL
ESC. 1/50

DESCRIPCION					
N°		ALFEIZER			
ANCHO		ALTO V.			

VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	CANTIDAD	DESCRIPCION
V-1	1.50	1.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-2	1.00	0.40	2.10	2	VENTANA OSCURA
V-3	0.95	1.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-4	1.00	3.10	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-5	1.25	2.00	1.20	1	VENTANA OSCURA
V-6	0.95	2.00	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-7	1.50	2.00	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-8	1.98	2.00	1.20	2	VANO DE VENTANA
V-9	1.00	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-10	0.80	1.30	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-11	0.80	1.30	1.20	1	VENTANA OSCURA
V-12	1.00	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-13	1.00	2.30	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-14	0.78	2.30	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-15	1.00	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-16	0.95	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-17	0.50	0.40	2.10	2	VENTANA OSCURA
V-18	1.00	2.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-19	0.95	2.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE

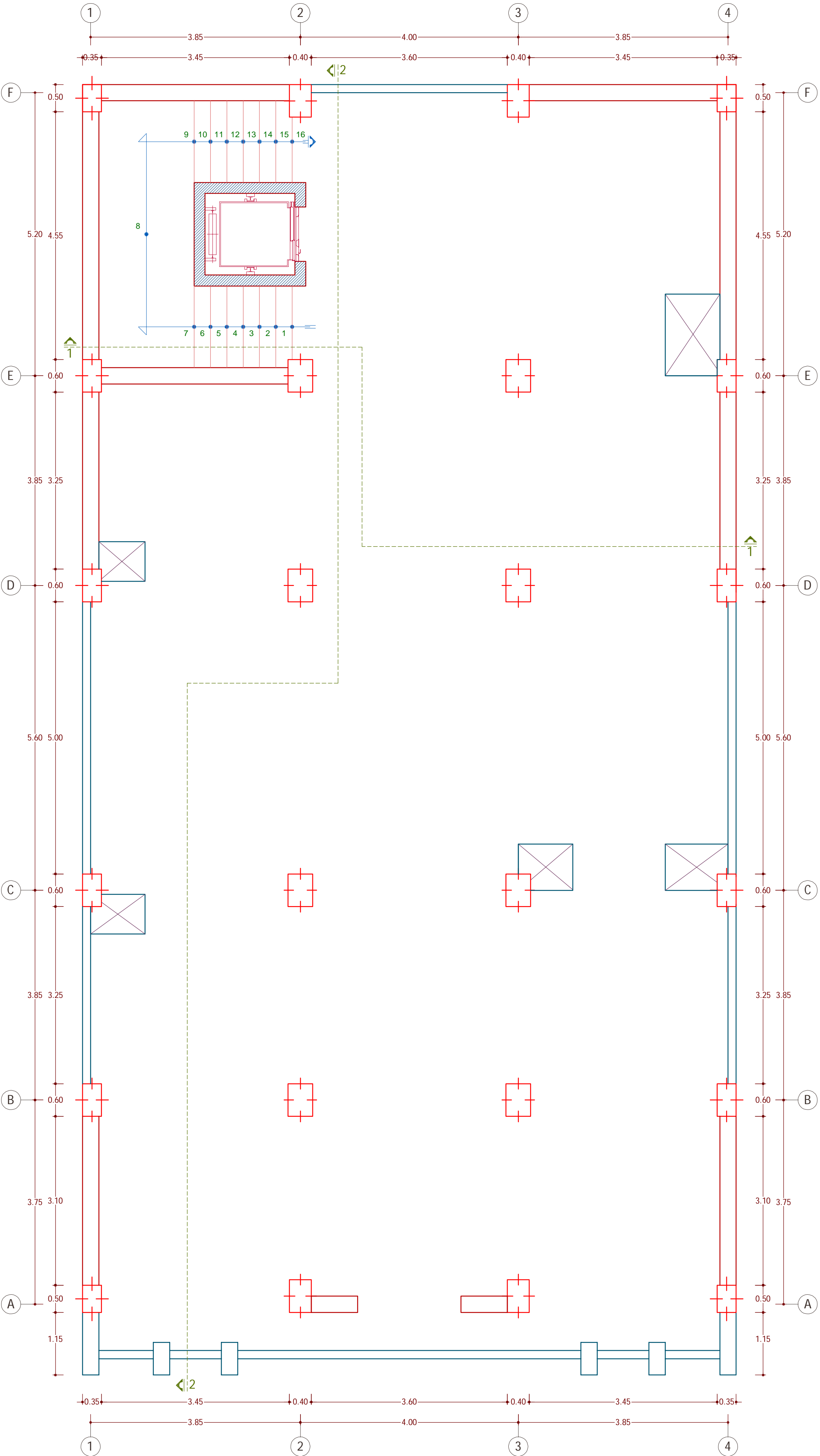
DESCRIPCION					
N°		--			
ANCHO		ALTO			

PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	CANTIDAD	DESCRIPCION
P-1	0.80	2.10	--	12	PUERTA MADERA CONTRA PLACADA
P-2	0.70	2.10	--	7	PUERTA MADERA CONTRA PLACADA
P-3	1.60	3.50	--	2	PUERTA MADERA CONTRA PLACADA DOBLE
P-4	2.70	4.15	--	1	PUERTA METALICA ENROLLABLE
P-5	0.95	2.10	--	13	PUERTA MADERA CONTRA PLACADA
P-6	0.85	2.10	--	5	PUERTA MADERA CONTRA PLACADA



OFICINA GENERAL DE INVESTIGACIÓN
Tesis publicada con autorización del autor

PLANO 2DO AL 9NO NIVEL
ESC. 1/50



PLANO AZOTEA
ESC. 1/50

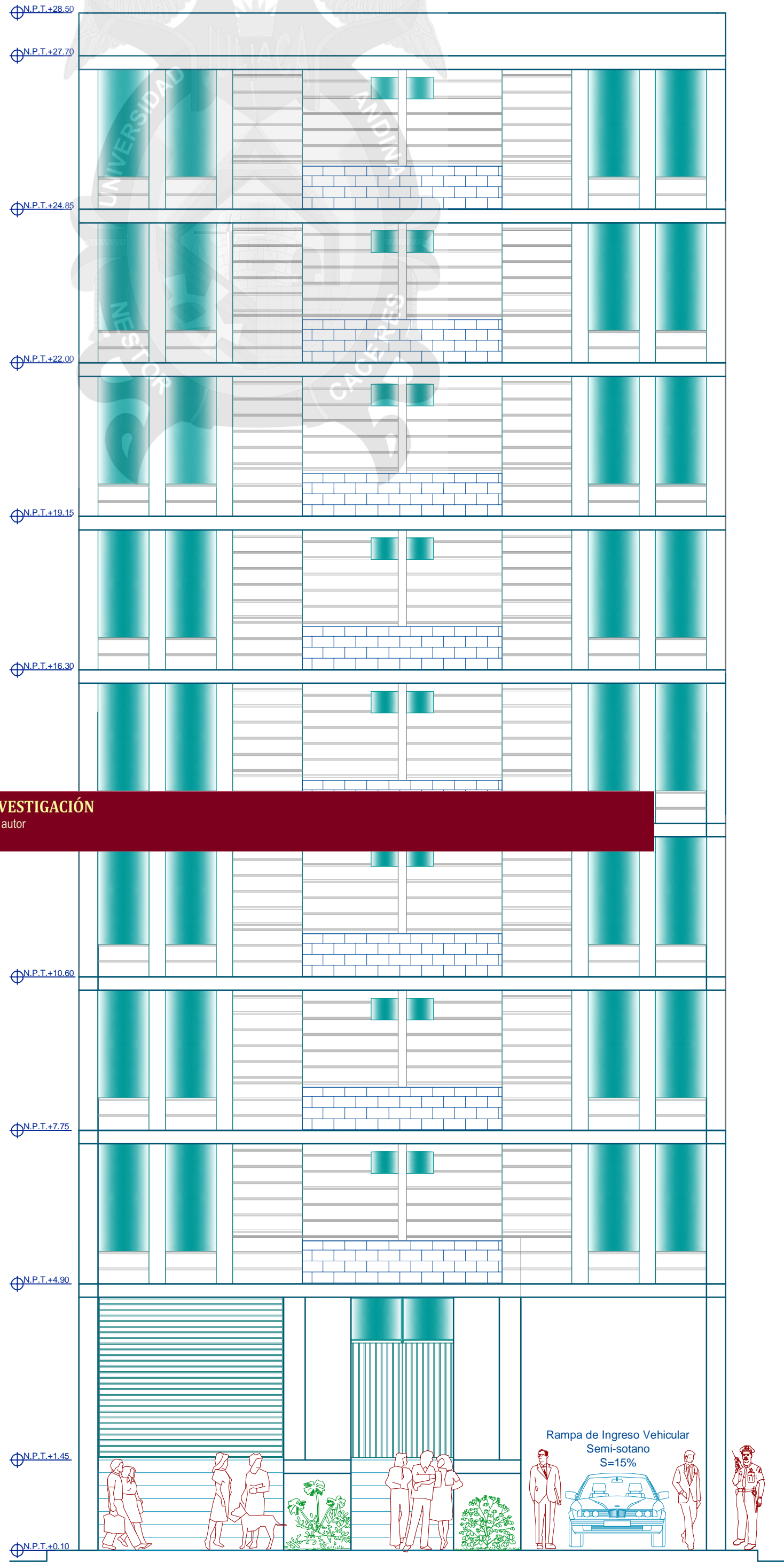
DESCRIPCION	
Nº	ALFEIZER
ANCHO	ALTO V.

VENTANAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	CANTIDAD	DESCRIPCION
V-1	1.50	1.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-2	1.00	0.40	2.10	2	VENTANA OSCURA
V-3	0.95	1.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-4	1.00	3.10	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-5	1.25	2.00	1.20	1	VENTANA OSCURA
V-6	0.95	2.00	1.20	1	VENTANA OSCURA
V-7	1.50	2.00	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-8	1.98	2.00	1.20	2	VANO DE VENTANA
V-9	1.00	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-10	0.80	1.30	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-11	0.80	1.30	1.20	1	VENTANA OSCURA
V-12	1.00	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-13	1.00	2.30	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-14	0.78	2.30	1.20	1	VENTANA TRANSPARENTE
V-15	1.00	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-16	0.95	0.40	2.10	1	VENTANA OSCURA
V-17	0.50	0.40	2.10	2	VENTANA OSCURA
V-18	1.00	2.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE
V-19	0.95	2.30	1.20	2	VENTANA TRANSPARENTE

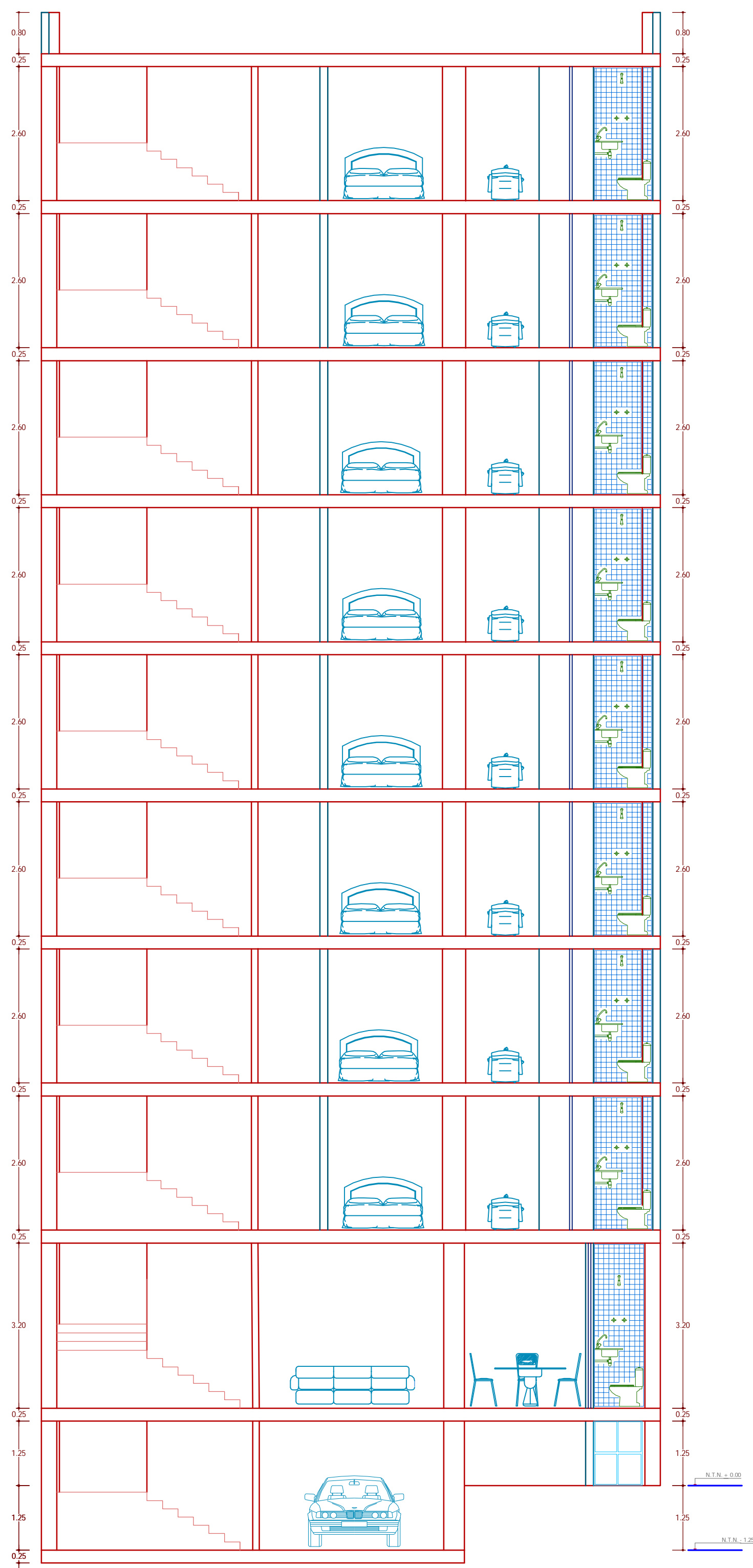
DESCRIPCION	
Nº	--
ANCHO	ALTO

PUERTAS					
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	CANTIDAD	DESCRIPCION
P-1	0.80	2.10	--	12	PUERTA MADERA CONTRAPLACADA
P-2	0.70	2.10	--	7	PUERTA MADERA CONTRAPLACADA
P-3	1.60	3.50	--	2	PUERTA MADERA CONTRAPLACADA DOBLE
P-4	2.70	4.15	--	1	PUERTA METALICA ENROLLABLE
P-5	0.95	2.10	--	13	PUERTA MADERA CONTRAPLACADA
P-6	0.85	2.10	--	5	PUERTA MADERA CONTRAPLACADA

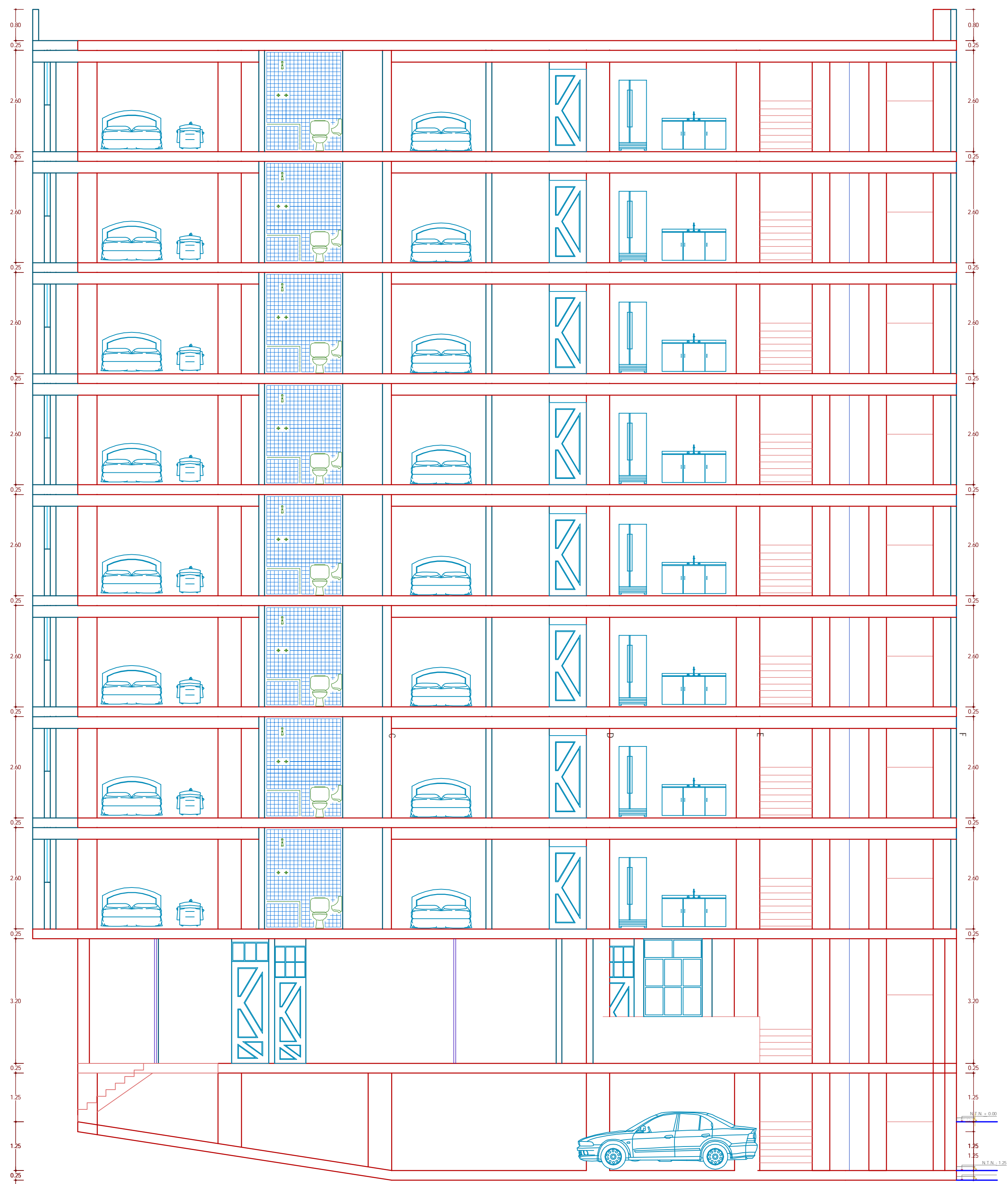
OFICINA GENERAL DE INVESTIGACIÓN
Tesis publicada con autorización del autor



ELEVACION PRINCIPAL
ESC. 1/75



CORTE 1-1
ESC. 1/75



CORTE 2-2
ESC. 1/75





EMPALMES POR TRASPAL	CANTIDAD DE CORRECCIÓN		CANTIDAD DE CORRECCIÓN
	5	15	30
Ø12"	5	30	30
	10	30	30
	12	30	40
	14	30	45
Ø59"	16	35	55
	18	40	60
	20	45	70
	22	50	85
	25	55	110
	28	65	140
Ø14"	32	70	180
	35	80	200

1. Longitud del empalme para el grado 90° conector
 $P=210 \text{ Kg/cm}^2$ (en cm)

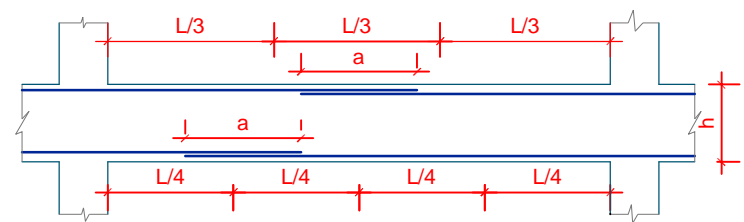
EMPALME EN DIFERENTES
 PUNTOS DE INFLEXIÓN

2. Ubicación del empalme	En cualquier sitio	A la altura recomendable
3. Máximo número de barras que se pueden empalmar en una sección.	50%	50%

* Para acero grado 40, reducir en 1/3, pero nunca a menos de 30 cm.
 △ Para concreto $f_c < 210$ incrementar en un 1/3.

Ø 3/4"	0.70
Ø 5/8"	0.60
Ø 1/2"	0.30
Ø 3/8"	0.30 - 0.15

EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS



LONGITUDES DE EMPLAME (a)		
Ø	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
3/8"	0.40	0.55
1/2"	0.40	0.60
5/8"	0.50	0.70
3/4"	0.65	0.90
1	1.15	1.60

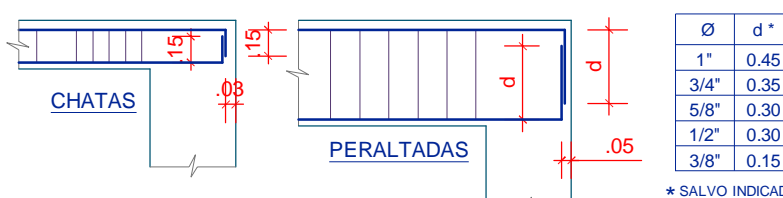
NOTA

a. NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.

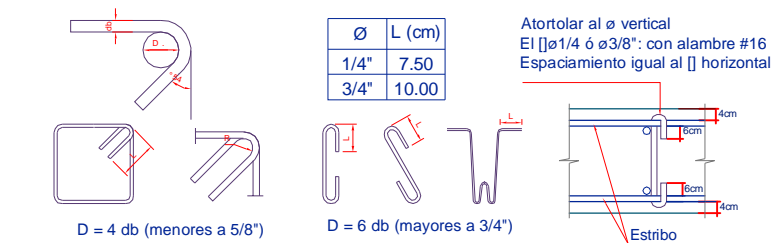
b. EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.

c. PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO

ANCLAJE TIPICO DE VIGAS



LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS



ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO CICLOPEO Y/O SIMILAR

SORBOCIMENTOS: f₁₄₀ 140 kg/m³ (1 CEM-HORMA) MAS 20% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MÁXIMO 3".

CIMENTOS CORRIDOS: f₁₀₀ 100 kg/m³ C-20 (1 CEM-HORMA) MAS 30% P. G. DE TAMAÑO MÁX 6".

ZOLADOS: CONCRETO EMPLE 1/2 (1 CEM-HORMA)

CONCRETO ARMADO

CONCRETO: f₂₀ 210 Kg/m³

TIPO DE CEMENTO: Portland Tipo 1 o IP

ACERO DE REFUERZO: f₄₀ 4200 Kg/m²

TIPOS DE CONCRETOS

ZAPATAS: f₂₀ 210 Kg/m³

COLUMNAS: f₂₀ 210 Kg/m³

PLACAS: f₂₀ 210 Kg/m³

VIGAS: f₂₀ 210 Kg/m³

LOSAS ALIGERADA: f₂₀ 210 Kg/m³

ESCALERAS: f₂₀ 210 Kg/m³

RECUBRIMIENTOS

ZAPATAS:	7.5cm.
VIGAS DE CIMENTACION:	5 cm
SOBRECIMENTOS CORRIDOS:	5 cm.
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS:	3 cm.
ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS:	2.5 cm.

ALBAÑILERIA

UNIDAD DE ALBAÑILERIA SOLIDA:	VI (ITINTEC)
TIPO MORTERO:	1:5 - 1:6(CEMENTO-ARENA)
ALBAÑILERIA:	f _m = 45 Kg/cm

PARA OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

NOMBRES:
 Presidente: Mgtr. Ing. Orlando E. LA TORRE BARRERA
 1er Miembro: Dr. Ing. Ronald MADERA TERÁN
 2do Miembro: Dr. Ing. Leonel SUASACA PELINCO

Escuela Profesional De

CALCULO ESTRUCTURAL:

NOMBRE: Bach, J.G.: Ebert, David Mamani Roque

UNIVERSIDAD ANDINA NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ

UBICACIÓN

DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DISTR: JULIACA

PLANO: PLANO EN PLANTA LOSA ALIGERADA

DISEÑO CAD:	ESCALA:	A
-------------	---------	---

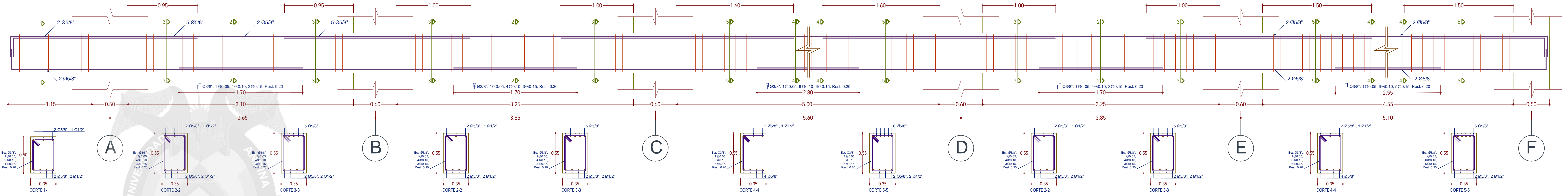
NOMBRE: Bach. I.C.: Ebert David Mamani Roque	INDICADA
---	-----------------

LAMINA :

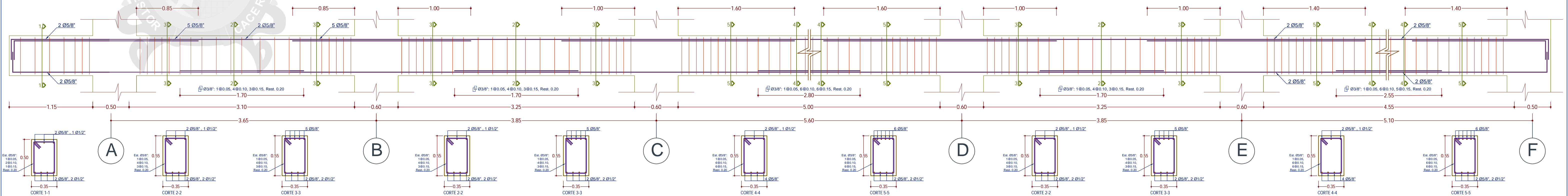
PF-02

TOTAL DE LAMINAS

2 DE 5

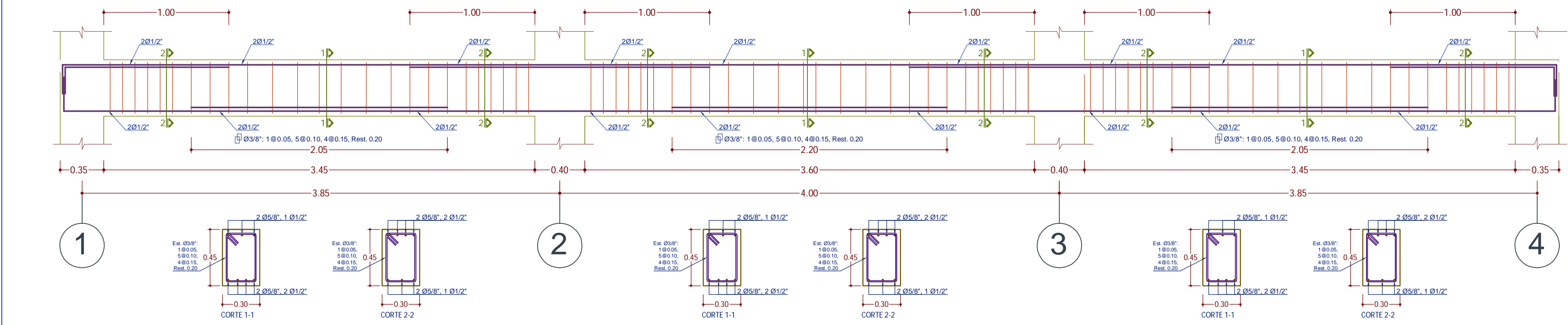


DETALLE DE ACERO V.P. 101, 104
ESC. 1/25

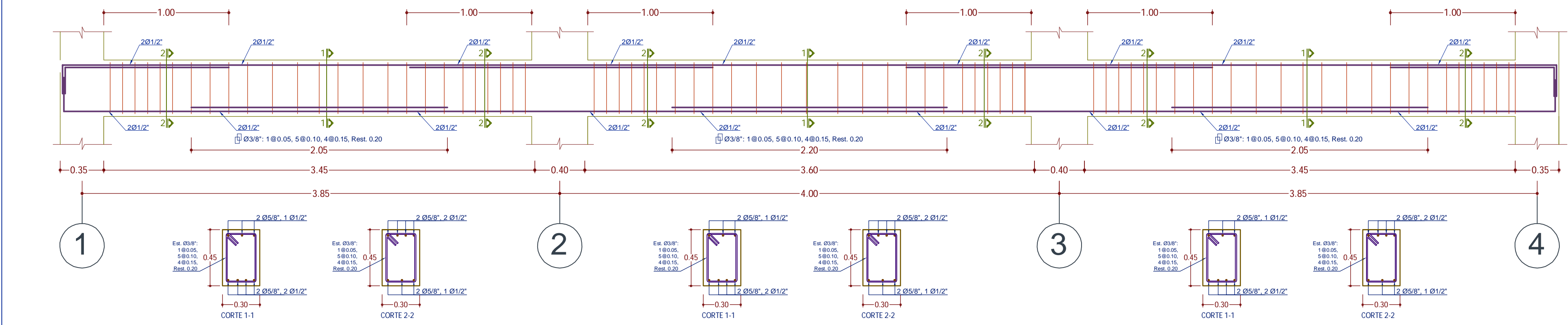


DETALLE DE ACERO V.P. 102, 103
ESC. 1/25

OFICINA GENERAL DE INVESTIGACIÓN
Tesis publicada con autorización del autor



DETALLE DE ACERO V.S. 101, 106
ESC. 1/25



DETALLE DE ACERO V.S. 102, 103, 104, 105
ESC. 1/25

COLUMNAS Y PLACAS (EMPALMES)

EMPALMES POR TRABAJE	FLUJO DE COMPRESIÓN	FLUJO DE TRACSI�N
$\phi 12"$	5 15 15	15 30 30
$\phi 14"$	8 20 20	20 40 40
$\phi 16"$	12 30 30	30 60 60
$\phi 18"$	16 40 40	40 80 80
$\phi 20"$	20 50 50	50 100 100
$\phi 22"$	25 60 60	60 120 120
$\phi 24"$	30 70 70	70 140 140
$\phi 26"$	35 80 80	80 160 160
$\phi 28"$	40 90 90	90 180 180
$\phi 30"$	45 100 100	100 200 200

1. Longitud del empalme para
a) de grado 40 y concreto
b) de 20 Kg/cm² (ver cm)

2. Ubicación del empalme
En cualquier sitio A la altura recomendada

3. Máximo número de juntas que se
pueden empalmar en una sección.

4. Para acero grado 40, reducir en 1/3, pero nunca a menos de 30 cm.

5. Para concreto f'c = 210 incrementar en un 1/3.

6. En los patios de estructuras deben indicarse las longitudes de traslapes para los
elementos a compresion y flexo-compresion.

7. En el caso de que no haya ninguna nota al respecto, las longitudes de empalmes
serán las correspondientes a elementos a flexo-compresion.

EMPALMES EN DIFERENTES
PARTES TRATANDO DE
HACER LOS EMPALMES
FUERA DE LA ZONA DE
COMPRESIÓN

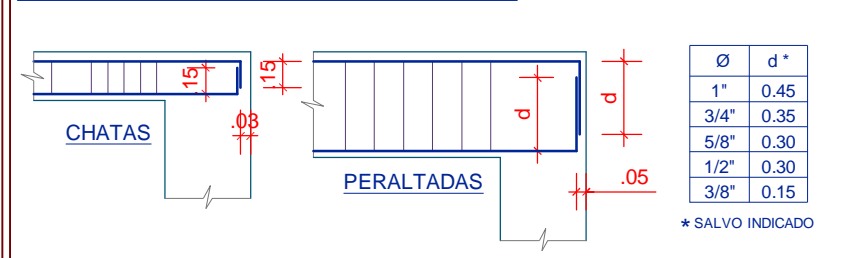
Longitud de Empalme (e)

$\phi 11"$	0.90
$\phi 14"$	0.70
$\phi 16"$	0.60
$\phi 18"$	0.50
$\phi 20"$	0.40
$\phi 22"$	0.30 - 0.15

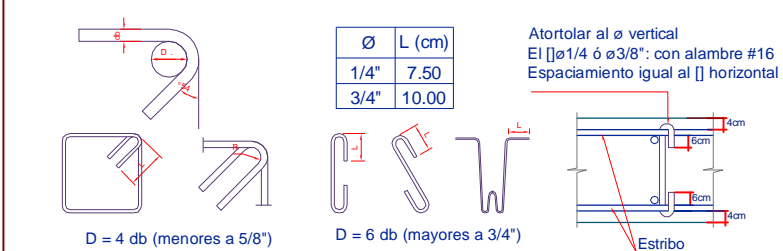
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

LONGITUDES DE EMPALME (a)		
Ø	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
3/8"	0.40	0.55
1/2"	0.40	0.60
5/8"	0.50	0.70
3/4"	0.65	0.90
1	1.15	1.60

ANCLAJE T PICO DE VIGAS

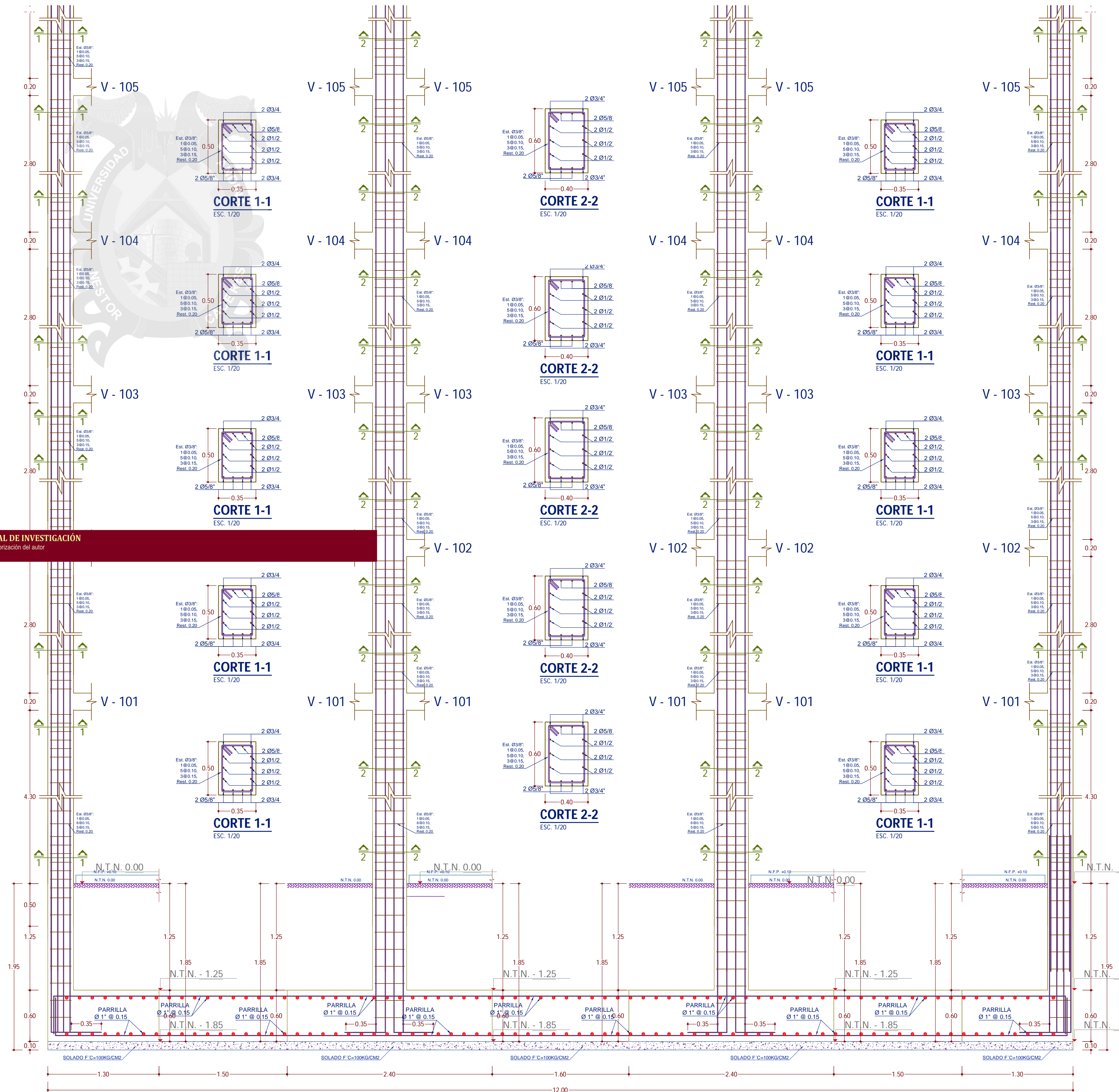


LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS



ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO CICLOPEO Y/O SIMPLES	
SOBRECIMENTOS:	f'c = 140 Kg/cm ² - 1:8 (CEM-HORMA) MAS 20% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MÁXIMO 3"
CIMENTOS CORRIDOS:	f'c = 100 Kg/cm ² C � 1:10 (CEM-HORMA) MAS 30% DE P. G. DE TAMAÑO MÁX 6"
ZOLIDOS:	f'c = 210 Kg/cm ²
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO:	f'c = 210 Kg/cm ²
TIPO DE CEMENTO:	Portland Tipo I o IP
ACERO DE REFUERZO:	f'y = 4,200 Kg/cm ²
TIPOS DE CONCRETOS	
ZAPATAS:	f'c = 210 Kg/cm ²
COLUMNAS:	f'c = 210 Kg/cm ²
PLACAS:	f'c = 210 Kg/cm ²
VIGAS:	f'c = 210 Kg/cm ²
LOSAS ALIGERADA:	f'c = 210 Kg/cm ²
ESCALERAS:	f'c = 210 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS:	7.5cm.
VIGAS DE CIMENTACION:	5 cm.
SOBRECIMENTOS CORRIDOS:	5 cm.
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS:	3 cm.
ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS:	2.5 cm.
ALBAÑILERIA	
UNIDAD DE ALBAÑILERIA SOLIDA:	VI (TINTEC)
TIPO MORTERO:	1:5 - 1:6 (CEMENTO-ARENA)
ALBAÑILERIA:	f'm = 45 Kg/cm



COLUMNAS Y PLACAS (EMPALMES)

EMPALMES POR TRASLAPI			CUBIERTA	FLEXIÓN	FLEXIÓN
Ø	h	l			
Ø12"	5	15	15		
	8	30	30		
	10	30	30		
	12	30	40		
	14	30	45		
Ø16"	16	35	55		
	18	40	60		
	20	45	70		
Ø1"	22	50	85		
	25	55	110		
	28	65	140		
Ø4"	32	70	180		
	36	80	230		

1. Longitud del empalme para Ø de grado 60° y concreto Fc=210 Kg/cm² (ver cm)

2. Ubicación del empalme

En cualquier caso A la altura recomendada

50%

50%

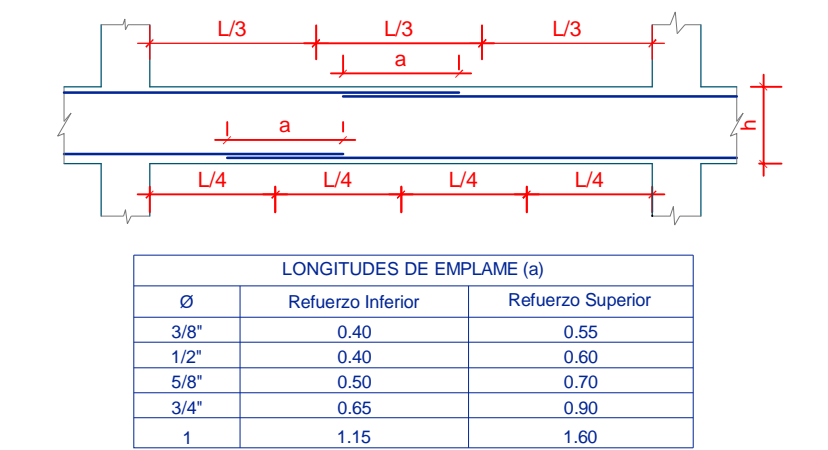
Longitud de Empalme (e)

Ø 1"	0.80
Ø 3/4"	0.70
Ø 5/8"	0.60
Ø 1/2"	0.50
Ø 3/8"	0.30 - 0.15

NOTA:

- En los planos de estructura deben indicarse las longitudes de traslape para los elementos a compresión y flexión-compresión.
- En el caso de que no haya ninguna nota al respecto, las longitudes de empalmes serán las correspondientes a elementos a flexión-compresión.

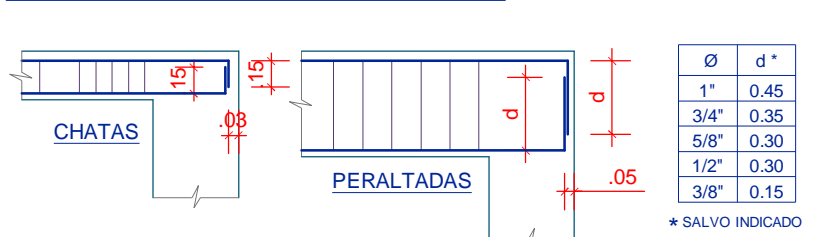
EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS



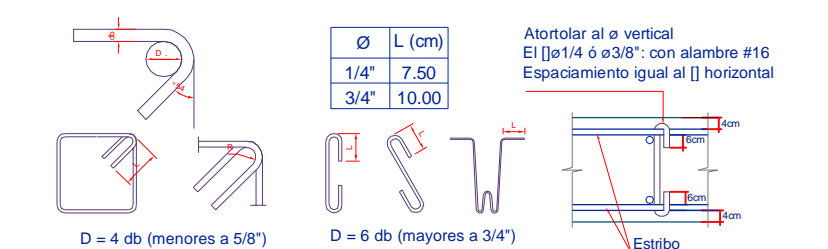
NOTA:

- NO EMPALMAR MAS DEL 40 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
- EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 70 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
- PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" o 5/8".

ANCLAJE TIPICO DE VIGAS



LONGITUDES RECTA DE GANCHOS DE ESTRIBOS



ESPECIFICACIONES GENERALES

CONCRETO CICLOPEO Y/O SIMPLES	
SOBRECIMENTOS:	f _c = 180 Kg/cm ² 1:8 (CEM-HORM) MAS 25% DE PIEDRA MEDIANA DE TAMAÑO MAXIMO 3"
CIMENTOS CORRIDOS:	f _c = 100 Kg/cm ² C-10 1:10 (CEM-HORM) MAS 30% DE P. G. DE TAMAÑO MAXIMO 3"
ZOLADOS:	CONCRETO SIMPLE 1:10 (CEM-HORM)
CONCRETO ARMADO	
CONCRETO:	f _c = 210 Kg/cm ²
TIPO DE CEMENTO:	Portland Tipo I o IP
ACERO DE REFUERZO:	f _y = 4,200 Kg/cm ²
TIPOS DE CONCRETOS	
ZAPATAS:	f _c = 210 Kg/cm ²
COLUMNAS:	f _c = 210 Kg/cm ²
PLACAS:	f _c = 210 Kg/cm ²
VIGAS:	f _c = 210 Kg/cm ²
LOSA ALIGERADA:	f _c = 210 Kg/cm ²
ESCALERAS:	f _c = 210 Kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS:	7.5cm.
VIGAS DE CIMENTACION:	5 cm.
SOBRECIMENTOS CORRIDOS:	5 cm.
COLUMNAS Y VIGAS PERALTADAS:	3 cm.
ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS:	2.5 cm.
ALBANILERIA	
UNIDAD DE ALBANILERIA SOLIDA:	VI (TINTICO)
TIPO MORTERO:	1:5 (SACAMENTO-ARENA)
ALBANILERIA:	f _m = 45 Kg/cm ²

DETALLE DE COLUMNA C-4

ESC. 1/25

DETALLE DE COLUMNA C-2

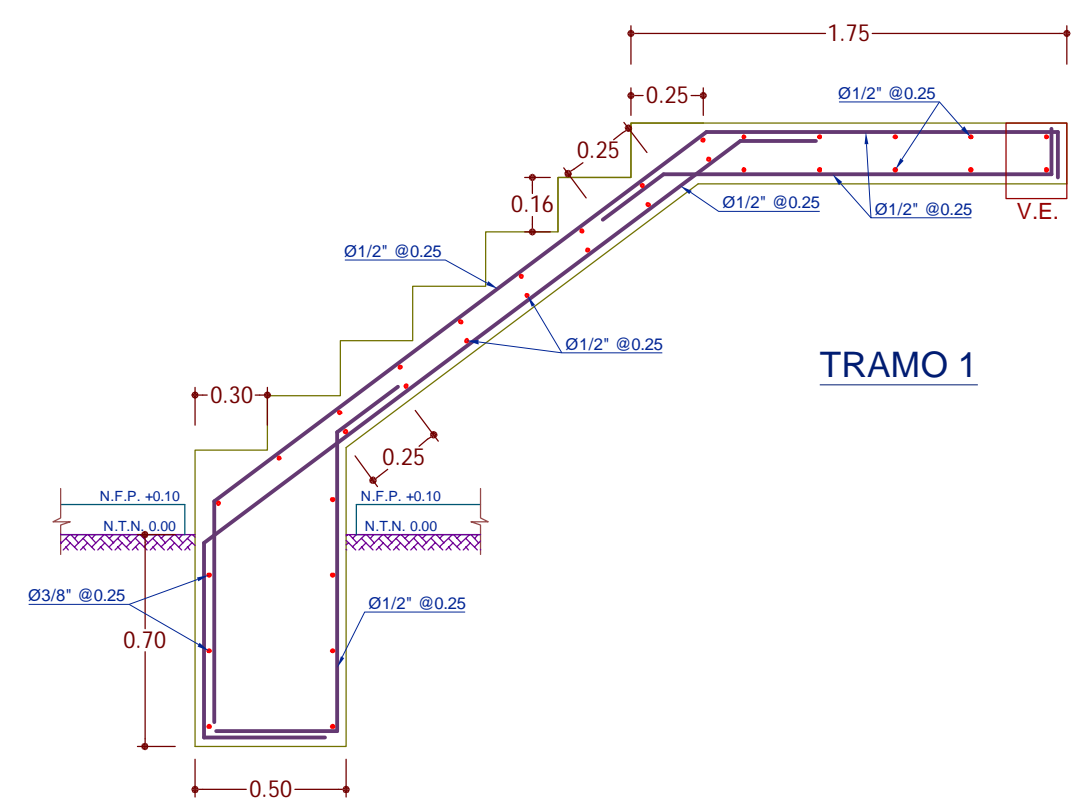
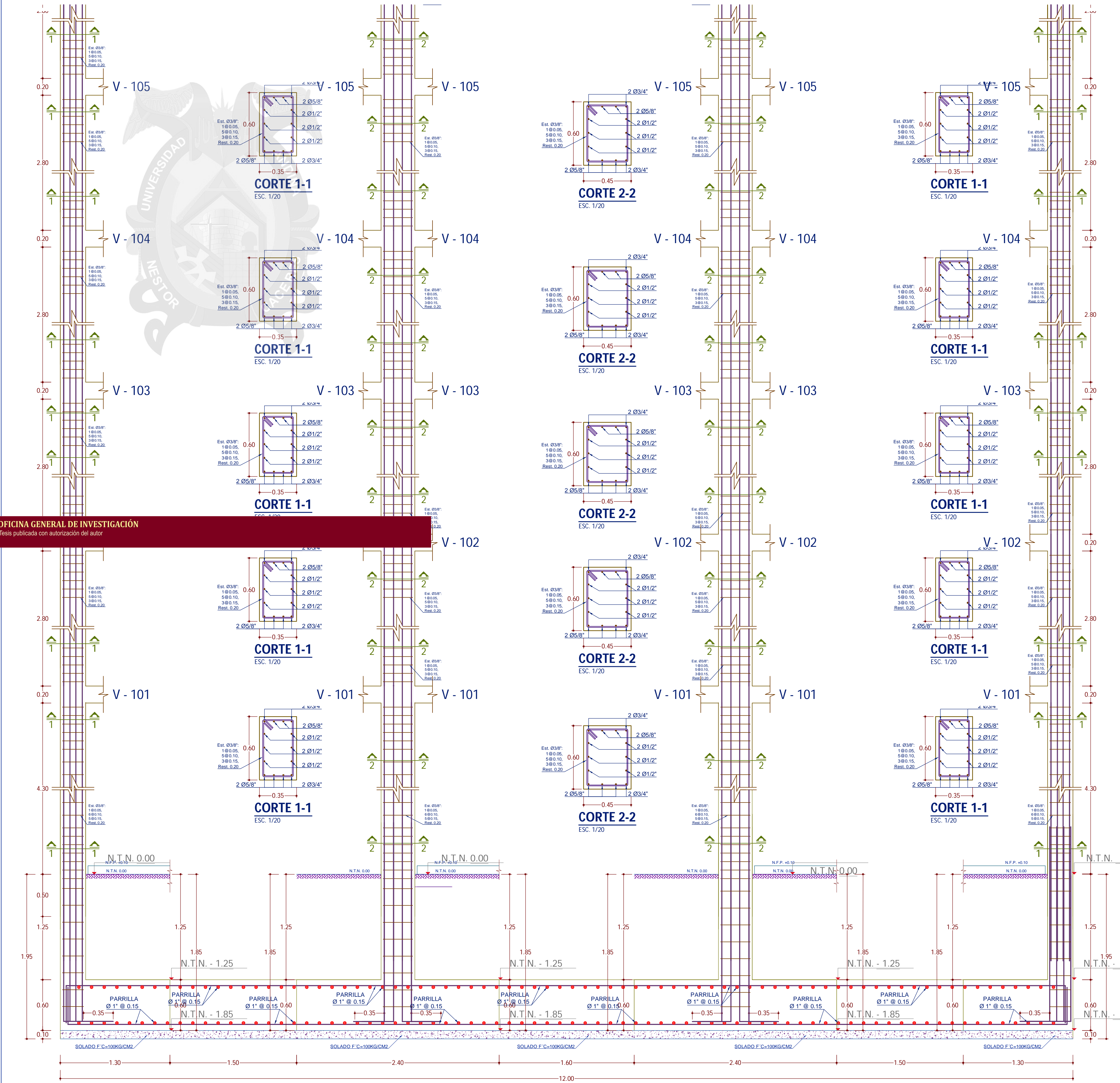
ESC. 1/25

DETALLE DE COLUMNA C-2

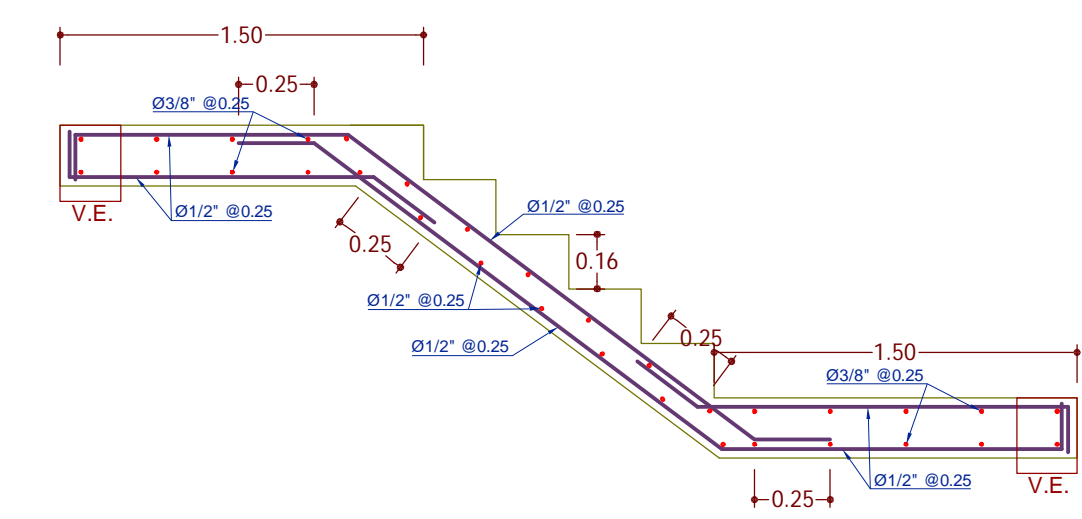
ESC. 1/25

DETALLE DE COLUMNA C-4

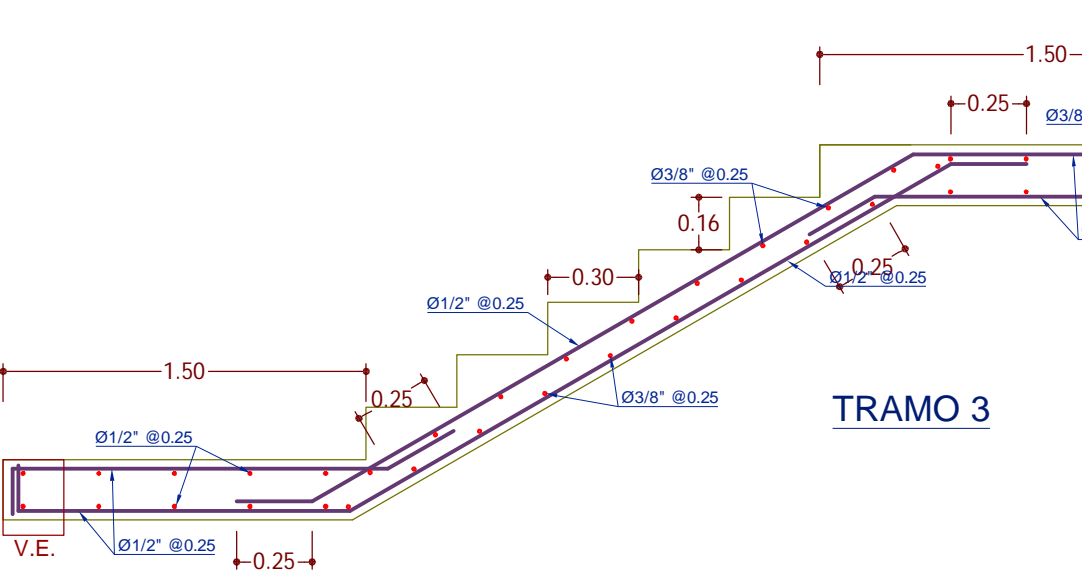
ESC. 1/25



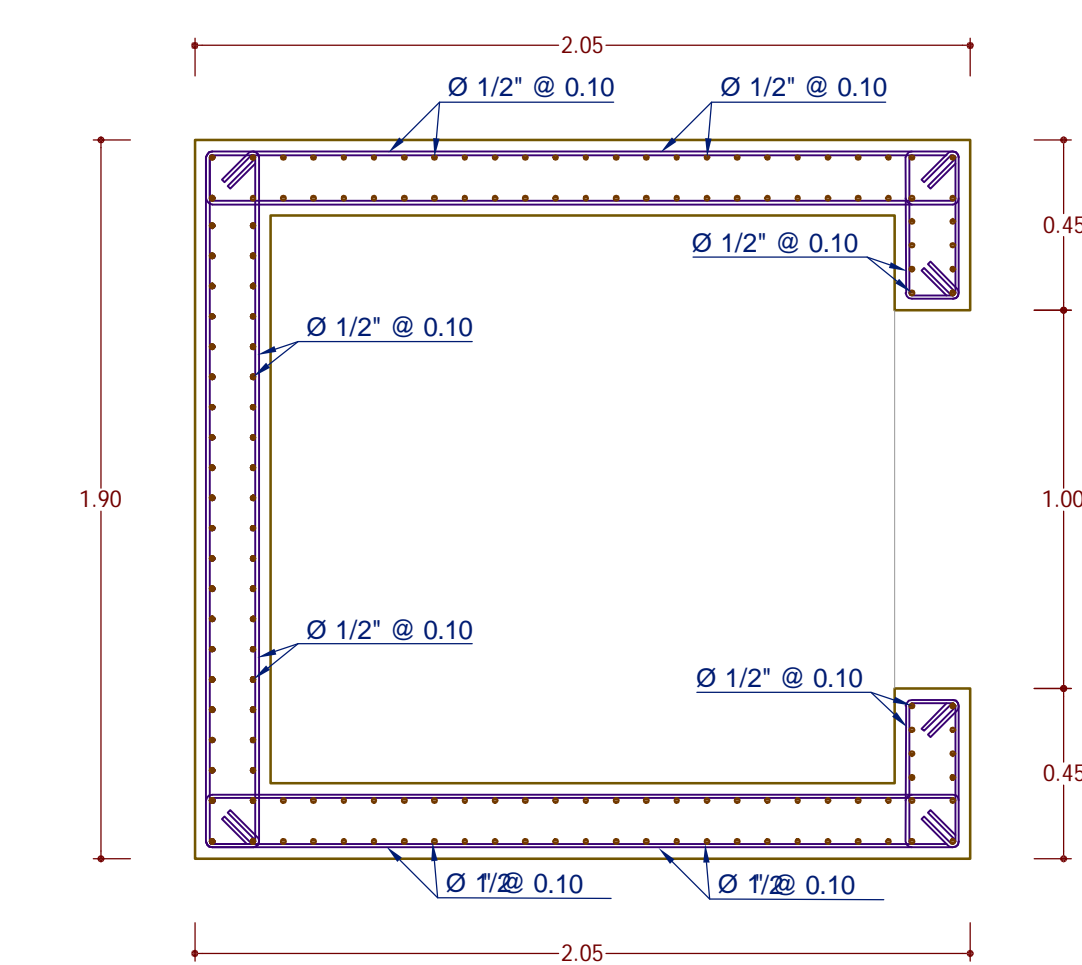
DETALLE ESCALERA TRAMO - 1
ESC. 1/25



DETALLE ESCALERA TRAMO - 2
ESC. 1/25



DETALLE ESCALERA TRAMO - 3
ESC. 1/25



COLUMNAS Y PLACAS (EMPALMES)

EMPALMES POR TRASLAP	CONCRETO	ACERO
Ø 12"	5	15
Ø 14"	8	30
Ø 16"	12	45
Ø 18"	16	60
Ø 20"	20	75
Ø 22"	25	90
Ø 24"	30	105
Ø 26"	35	120
Ø 28"	40	135
Ø 30"	45	150
Ø 32"	50	165
Ø 34"	55	180
Ø 36"	60	195
Ø 38"	65	210
Ø 40"	70	225
Ø 42"	75	240
Ø 44"	80	255
Ø 46"	85	270
Ø 48"	90	285
Ø 50"	95	300
Ø 52"	100	315
Ø 54"	105	330
Ø 56"	110	345
Ø 58"	115	360
Ø 60"	120	375
Ø 62"	125	390
Ø 64"	130	405
Ø 66"	135	420
Ø 68"	140	435
Ø 70"	145	450
Ø 72"	150	465
Ø 74"	155	480
Ø 76"	160	495
Ø 78"	165	510
Ø 80"	170	525
Ø 82"	175	540
Ø 84"	180	555
Ø 86"	185	570
Ø 88"	190	585
Ø 90"	195	600
Ø 92"	200	615
Ø 94"	205	630
Ø 96"	210	645
Ø 98"	215	660
Ø 100"	220	675
Ø 102"	225	690
Ø 104"	230	705
Ø 106"	235	720
Ø 108"	240	735
Ø 110"	245	750
Ø 112"	250	765
Ø 114"	255	780
Ø 116"	260	795
Ø 118"	265	810
Ø 120"	270	825
Ø 122"	275	840
Ø 124"	280	855
Ø 126"	285	870
Ø 128"	290	885
Ø 130"	295	900
Ø 132"	300	915
Ø 134"	305	930
Ø 136"	310	945
Ø 138"	315	960
Ø 140"	320	975
Ø 142"	325	990
Ø 144"	330	1005
Ø 146"	335	1020
Ø 148"	340	1035
Ø 150"	345	1050
Ø 152"	350	1065
Ø 154"	355	1080
Ø 156"	360	1095
Ø 158"	365	1110
Ø 160"	370	1125
Ø 162"	375	1140
Ø 164"	380	1155
Ø 166"	385	1170
Ø 168"	390	1185
Ø 170"	395	1200
Ø 172"	400	1215
Ø 174"	405	1230
Ø 176"	410	1245
Ø 178"	415	1260
Ø 180"	420	1275
Ø 182"	425	1290
Ø 184"	430	1305
Ø 186"	435	1320
Ø 188"	440	1335
Ø 190"	445	1350
Ø 192"	450	1365
Ø 194"	455	1380
Ø 196"	460	1395
Ø 198"	465	1410
Ø 200"	470	1425
Ø 202"	475	1440
Ø 204"	480	1455
Ø 206"	485	1470
Ø 208"	490	1485
Ø 210"	495	1500
Ø 212"	500	1515
Ø 214"	505	1530
Ø 216"	510	1545
Ø 218"	515	1560
Ø 220"	520	1575
Ø 222"	525	1590
Ø 224"	530	1605
Ø 226"	535	1620
Ø 228"	540	1635
Ø 230"	545	1650
Ø 232"	550	1665
Ø 234"	555	1680
Ø 236"	560	1695
Ø 238"	565	1710
Ø 240"	570	1725
Ø 242"	575	1740
Ø 244"	580	1755
Ø 246"	585	1770
Ø 248"	590	1785
Ø 250"	595	1800
Ø 252"	600	1815
Ø 254"	605	1830
Ø 256"	610	1845
Ø 258"	615	1860
Ø 260"	620	1875
Ø 262"	625	1890
Ø 264"	630	1905
Ø 266"	635	1920
Ø 268"	640	1935
Ø 270"	645	1950
Ø 272"	650	1965
Ø 274"	655	1980
Ø 276"	660	1995
Ø 278"	665	2010
Ø 280"	670	2025
Ø 282"	675	2040
Ø 284"	680	2055
Ø 286"	685	2070
Ø 288"	690	2085
Ø 290"	695	2100
Ø 292"	700	2115
Ø 294"	705	2130
Ø 296"	710	2145
Ø 298"	715	2160
Ø 300"	720	2175
Ø 302"	725	2190
Ø 304"	730	2205
Ø 306"	735	2220
Ø 308"	740	2235
Ø 310"	745	2250
Ø 312"	750	2265
Ø 314"	755	2280
Ø 316"	760	2295
Ø 318"	765	2310
Ø 320"	770	2325
Ø 322"	775	2340
Ø 324"	780	2355
Ø 326"	785	2370
Ø 328"	790	2385
Ø 330"	795	2400
Ø 332"	800	2415
Ø 334"	805	2430
Ø 336"	810	2445
Ø 338"	815	2460
Ø 340"	820	2475
Ø 342"	825	2490
Ø 344"	830	2505
Ø 346"	835	2520
Ø 348"	840	2535
Ø 350"	845	2550
Ø 352"	850	2565
Ø 354"	855	2580
Ø 356"	860	2595
Ø 358"	865	2610
Ø 360"	870	2625
Ø 362"	875	2640
Ø 364"	880	2655
Ø 366"	885	2670
Ø 368"	890	2685
Ø 370"	895	2700
Ø 372"	900	2715
Ø 374"	905	2730
Ø 376"	910	2745
Ø 378"	915	2760
Ø 380"	920	2775
Ø 382"	925	2790
Ø 384"	930	2805
Ø 386"	935	2820
Ø 388"	940	2835
Ø 390"	945	2850
Ø 392"	950	2865
Ø 394"	955	2880
Ø 396"	960	2895
Ø 398"	965	2910
Ø 400"	970	2925
Ø 402"	975	2940
Ø 404"	980	2955
Ø 406"	985	2970
Ø 408"	990	2985
Ø 410"	995	3000
Ø 412"	1000	3015
Ø 414"	1005	3030
Ø 416"	1010	3045
Ø 418"	1015	3060
Ø 420"	1020	3075
Ø 422"	1025	3090
Ø 424"	1030	3105
Ø 426"	1035	3120
Ø 428"	1040	3135
Ø 430"	1045	3150
Ø 432"	1050	3165
Ø 434"	1055	3180
Ø 436"	1060	3195
Ø 438"	1065	3210
Ø 440"	1070	3225
Ø 442"	1075	3240
Ø 444"	1080	3255
Ø 446"	1085	3270
Ø 448"	1090	3285
Ø 450"	1095	3300
Ø 452"	1100	3315
Ø 454"	1105	3330
Ø 456"	1110	3345
Ø 458"	1115	3360
Ø 460"	1120	3375
Ø 462"	1125	3390
Ø 464"	1130	3405
Ø 466"	1135	3420
Ø 468"	1140	3435
Ø 470"	1145	3450
Ø 472"	1150	3465
Ø 474"	1155	3480
Ø 476"	1160	3495
Ø 478"	1165	3510
Ø 480"	1170	3525
Ø 482"	1175	3540
Ø 484"	1180	3555
Ø 486"	1185	3570
Ø 488"	1190	3585
Ø 490"	1195	3600
Ø 492"	1200	3615
Ø 494"	1205	3630
Ø 496"	1210	3645
Ø 498"	1215	3660
Ø 500"	1220	3675
Ø 502"	1225	3690
Ø 504"	1230	3705
Ø 506"	1235	3720
Ø 508"	1240	3735
Ø 510"	1245	3750
Ø 512"	1250	3765
Ø 514"	1255	3780
Ø 516"	1260	3795
Ø 518"	1265	3810
Ø 520"	1270	3825
Ø 522"	1275	3840
Ø 524"	1280	3855
Ø 526"	1285	3870
Ø 528"	1290	3885
Ø 530"	1295	3900
Ø 532"	1300	3915
Ø 534"	1305	3930
Ø 536"	1310	3945
Ø 538"	1315	3960
Ø 540"	1320	3975
Ø 542"	1325	3990
Ø 544"	1330	4005
Ø 546"	1335	4020
Ø 548"	1340	4035
Ø 550"	1345	4050
Ø 552"	1350	4065
Ø 554"	1355	4080
Ø 556"	1360	4095
Ø 558"	1365	4110
Ø 560"	1370	4125
Ø 562"	1375	4140
Ø 564"	1380	4155
Ø 566"	1385	4170
Ø 568"	1390	4185
Ø 570"	1395	4200
Ø 572"	1400	4215
Ø 574"	1405	4230
Ø 576"	1410	4245
Ø 578"	1415	4260
Ø 580"	1420	4275
Ø 582"	1425	4290
Ø 584"	1430	4305
Ø 586"	1435	4320
Ø 588"	1440	4335
Ø 590"	1445	4350
Ø 592"	1450	4365
Ø 594"	1455	4380
Ø 596"	1460	4395
Ø 598"	1465	4410
Ø 600"	1470	4425
Ø 602"	1475	4440
Ø 604"	1480	4455
Ø 606"	1485	4470
Ø 608"	1490	4485
Ø 610"	1495	4500
Ø 612"	1500	4515
Ø 614"	1505	4530
Ø 616"	1510	4545
Ø 618"	1515	4560
Ø 620"	1520	4575
Ø 622"	1525	4590
Ø 624"	1530	4605
Ø 626"	1535	4620
Ø 628"	1540	4635
Ø 630"	1545	4650
Ø 632"	1550	4665
Ø 634"	1555	4680
Ø 636"	1560	4695
Ø 638"	1565	4710
Ø 640"	1570	4725
Ø 642"	1575	4740
Ø 644"	1580	4755
Ø 646"	1585	4770
Ø 648"	1590	4785
Ø 650"	1595	4800
Ø 652"	1600	4815
Ø 654"	1605	4830
Ø 656"	1610	4845
Ø 658"	1615	4860
Ø 660"	1620	4875
Ø 662"	1625	4890
Ø 664"	1630	4905
Ø 666"	1635	4920
Ø 668"	1640	4935
Ø 670"	1645	4950
Ø 672"	1650	4965
Ø 674"	1655	4980
Ø 676"	1660	4995
Ø 678"	1665	5010
Ø 680"	1670	5025
Ø 682"	1675	5040
Ø 684"	1680	5055
Ø 686"	1685	5070
Ø 688"	1690	5085
Ø 690"	1695	5100
Ø 692"	1700	5115
Ø 694"	1705	5130
Ø 696"	1710	5145
Ø 698"	1715	5160
Ø 700"	1720	5175
Ø 702"	1725	5190
Ø 704"	1730	5205
Ø 706"	1735	5220
Ø 708"	1740	5235
Ø 710"	1745	5250
Ø 712"	1750	5265
Ø 714"	1755	5280
Ø 716"	1760	5295
Ø 718"	1765	5310
Ø 720"	1770	5325
Ø 722"	1775	5340
Ø 724"	1780	5355
Ø 726"	1785	5370
Ø 728"	1790	5385
Ø 730"	1795	5400
Ø 732"	1800	5415
Ø 734"	1805	5430
Ø 736"	1810	5445
Ø 738"	1815	5460
Ø 740"	1820	5475
Ø 742"	1825	5490
Ø 744"	1830	5505
Ø 746"	1835	5520
Ø 748"	1840	5535